

OPTIMIZAÇÃO DA FORMA ESTRUTURAL DE UMA BARRAGEM

RAFAEL DIEGUES JESUS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Manuel Maria Basílio Pinho de Miranda

Co-Orientador: Engenheiro José Carlos Lemos Paixão

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e à Dora

Os sábios são os que entesouram conhecimento

Provérbios 10:14

AGRADECIMENTOS

Concluída esta dissertação, quero expressar o meu agradecimento a todos aqueles que me apoiaram nesta tarefa e que contribuíram, de diferentes formas, para a realização deste trabalho, nomeadamente:

Ao professor Manuel Pinho Miranda, orientador da dissertação, pela sua notável orientação, pela análise crítica, pela partilha do saber e sobre tudo pela paciência demonstrada ao longo da investigação. As palavras de estímulo e as sugestões foram essenciais para a conclusão desta obra.

Ao Eng.º José Paixão pela sua incansável disponibilidade, pela transmissão de conhecimentos e pela atenção continua demonstrada.

Ao Eng.º Veiga Pinto, membro do LNEC, pela cedência da sua Dissertação e pela amabilidade.

Aos meus pais, à Dora e a todos os meus colegas e amigos que me apoiaram neste projecto ambicioso.

RESUMO

A presente dissertação tem como principal objectivo a optimização estrutural de uma barragem gravidade. Com esta finalidade, é necessário introduzir alguns conceitos sobre optimização estrutural e sobre a forma de barragens.

O funcionamento estrutural de uma barragem depende, obviamente, das suas características, como o material, o tipo estrutural, as dimensões, e das características do local, que inclui o tipo de solo, a sua rigidez e comportamento, ou a inclinação e composição das encostas. Como são as características do local que indicam qual o tipo estrutural favorável, foram detalhadas quais as principais condicionantes na escolha do tipo de uma barragem. Além disso procedeu-se a uma análise sucinta dos tipos de barragens já construídos, e das particularidades dos locais onde estavam inseridas. Assim, a classificação das barragens tornou-se indispensável para o entendimento geral da dissertação. O principal parâmetro de classificação das barragens de betão, segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens (GIGB/ICOLD), é a sua forma estrutural. Destacam-se ainda, nesta dissertação, outras razões para a importância da forma e simultaneamente abordam-se alguns métodos teóricos de análise estática de barragens.

A optimização estrutural tornou-se essencial para a Engenharia Civil, pois permite reduzir significativamente o custo de uma construção. Vários são os métodos de optimização utilizados na Matemática, na Engenharia e em outras ciências. De forma resumida foram analisadas a programação linear e não linear, pois estas formulações constituíram os principais problemas de optimização no passado. Devido essencialmente ao desenvolvimento tecnológico e à compreensão de fenómenos da natureza, os métodos clássicos têm sido substituídos por técnicas avançadas mais robustas, mais abrangentes e consequentemente com uma maior precisão.

Após a escolha de duas técnicas de optimização, trabalhou-se no sentido de obter a forma estrutural óptima de uma barragem gravidade. Para uma melhor compreensão e comparação dos dados, foram utilizadas dois métodos de análise estática de estruturas.

Palavras chave: Barragem Gravidade, Optimização de Estruturas, Técnicas de Optimização, Algoritmos Genéticos, Método *Pattern Search*

ABSTRACT

This dissertation is the main purpose of structural optimization of a gravity dam. To this end, it is necessary to introduce some concepts on structural optimization and the geometrical definition of dams. The structural behavior of a dam structure obviously depends on its characteristics as the material, structural type, size, and site characteristics, including soil type, its rigidity and behavior, or the slope and composition of slopes. How are the site characteristics that indicate what type favorable structural, which were detailed the major factors in the choice of a dam. In addition we proceeded to a brief analysis of the types of dams already built, and the particularities of the places where they were inserted. Thus, the classification of dams has become indispensable to the general understanding of the dissertation. The main measure of classification of concrete dams, according to the International Commission on Large Dams (GIGB / ICOLD), is its structural form. Also stand out in this paper, other reasons for the importance of form and simultaneously address a few theoretical methods of static analysis of dams.

The structural optimization has become essential to civil engineering because it allows to significantly reduce the cost of the overed project. Several methods are used in mathematics, engineering and other sciences. Briefly the linear and nonlinear programming are analysed, because these formulations were the main optimization problems in the past. Mainly due to technological development and the understanding of natural phenomena, classical methods have been replaced by advanced techniques more robust, more comprehensive and therefore with greater precision.

After choosing one of optimization techniques, we worked to obtain the optimal structural form of a gravity dam. For a better understanding and comparison of data, different two methods of static analysis of structures.

Keywords: Gravity Dam, Structural Optimization, Optimization Techniques, Genetic Algorithms, *Pattern Search* Method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO AO TEMA	1
1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2 BARRAGENS.....	3
2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA	3
2.2 CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS.....	22
2.3 TIPOS ESTRUTURAIS DE BARRAGENS	23
2.3.1 <i>Barragens de Aço</i>	23
2.3.2 <i>Barragens de Madeira</i>	25
2.3.3 <i>Barragens de Materiais Soltos</i>	25
2.3.4 <i>Barragens de Betão</i>	26
2.3.4.1 Barragem Gravidade (Gravity Dam).....	27
2.3.4.2 Barragem Gravidade Aligeirada (Hollow Gravity Dam).....	30
2.3.4.3 Barragem Gravidade de Contrafortes (Buttress Dam)	33
2.3.4.4 Barragem Arco-Gravidade (Arch-Gravity Dam).....	38
2.3.4.5 Barragem Abóbada (Arch Dam).....	40
2.3.4.6 Barragem de Abóbada Múltipla (Multiple-Arch Dams).....	44
3 ANÁLISE ESTÁTICA DE BARRAGENS.....	47
3.1 INTRODUÇÃO	47
3.2 DEFINIÇÃO DA FORMA DE BARRAGENS GRAVIDADE	48
3.2.1 <i>Modelo 1</i>	49
3.2.2 <i>Modelo 2</i>	49
3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES.....	50
3.3.1 <i>Peso Próprio</i>	51
3.3.2 <i>Pressão Hidrostática</i>	51
3.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	52
3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTATICA.....	53
3.5.1 <i>Método dos Arcos Independentes</i>	53
3.5.2 <i>Método da Consola Central</i>	55
3.5.3 <i>Método Trial-Load</i>	56
3.5.4 <i>Método dos Elementos finitos</i>	57
3.5.4.1 Fundamentos do MEF.....	57
3.5.4.2 Relação entre Deformações e Deslocamentos	61
3.5.4.3 Relação entre Tensões e Deformações	63
3.5.5 <i>Método Experimental</i>	65
3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	66

4	OPTIMIZAÇÃO DE ESTRUTURAS	67
4.1	NOTA INTRODUTÓRIA	67
4.2	PROGRAMAÇÃO MATEMÁTICA.....	69
4.2.1	<i>Elementos da Formulação Matemática</i>	69
4.2.1.1	Funções Objectivo	70
4.2.1.2	Variáveis de projecto	70
4.2.1.3	Restrições	70
4.2.1.4	Análise de Sensibilidade	71
4.2.2	<i>Condições de Optimalidade</i>	71
4.2.3	<i>Importância do Estudo da Convexidade</i>	72
4.3	TÉCNICAS DE OPTIMIZAÇÃO.....	72
4.3.1	<i>Métodos Clássicos</i>	74
4.3.1.1	Programação Linear.....	77
4.3.1.2	Programação não linear	79
4.3.2	<i>Técnicas Avançadas de Optimização</i>	84
4.3.2.1	Algoritmos Genéticos	85
4.3.2.2	Pattern Search	96
4.3.2.3	Redes Neurais.....	99
4.3.2.4	Colónia de Formigas	100
4.4	OPTIMIZAÇÃO DE FORMAS DE BARRAGENS	101
4.4.1	<i>Método da Membrana</i>	101
4.4.2	<i>Optimização de Barragens pelas Técnicas Avançadas</i>	102
5	OPTIMIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE	103
5.1	INTRODUÇÃO	103
5.2	METODOLOGIA DE OPTIMIZAÇÃO.....	103
5.3	MODELO 1	104
5.3.1	<i>Definição dos Parâmetros da Barragem</i>	104
5.3.2	<i>Optimização Através da Análise de Resistência dos Materiais</i>	105
5.3.2.1	Algoritmo Utilizado.....	111
5.3.3	<i>Optimização Através da Análise do MEF</i>	112
5.3.3.1	Algoritmo Utilizado.....	118
5.4	MODELO 2	119
5.4.1	<i>Definição dos Parâmetros da Barragem</i>	119
5.4.2	<i>Resultados da Análise</i>	120
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	127
6.1	CONCLUSÕES	127
6.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	127
	BIBLIOGRAFIA	129
	WEBSITES CONSULTADOS	132
	ANEXOS.....	135
	ANEXO A.....	135
	ANEXO B.....	139

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - BARRAGEM DE SADD-EL-KAFARA SEGUNDO SCHNITTER [57].....	3
FIGURA 2.2 - BARRAGEM ROMANA DE CORNALVO (ESPANHA, SÉC. I) [58]	4
FIGURA 2.3 - VISTA DE MONTANTE A BARRAGEM ROMANA DE PROSERPINA (ESPANHA, SÉC.II) [59]	5
FIGURA 2.4 - ESBOÇO DA BARRAGEM EM VALLON DE BAUME DE SCHNITTER [60]	6
FIGURA 2.5 - PLANTA DA BARRAGEM MONTE NOVO [61]	6
FIGURA 2.6 - BARRAGEM DE ZOLA NA FACE JUSANTE (FRANÇA, 1854) [62]	7
FIGURA 2.7 - BARRAGEM DE ZOLA NA FACE A MONTANTE (FRANÇA, 1854) [63]	8
FIGURA 2.8 - VISTA GERAL E SECÇÃO DA BARRAGEM VYRNWY (INGLATERRA, 1882) [64].....	9
FIGURA 2.9 - COROAMENTO E PARAMENTO DE JUSANTE DA BARRAGEM 75-MILES (AUSTRÁLIA, 1880)	9
FIGURA 2.10 - BARRAGEM DE JUNCTION REEFS (1897) [65]	10
FIGURA 2.11 - VISTA DE JUSANTE BARRAGEM DE JUNCTION REEFS (1897) [65]	10
FIGURA 2.12 - VISTA GERAL DA BARRAGEM SALMON CREEK (ALASCA, 1914) [66]	11
FIGURA 2.13 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE COOLIDGE (EUA, 1928) [67].....	12
FIGURA 2.14 - VISTA GERAL DA BARRAGEM GRAND COULEE[68]	13
FIGURA 2.15 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM HOOVER, NO RIO COLORADO (EUA, 1936) [69]	14
FIGURA 2.16 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM SANTA LUZIA, DESDE A ESTRADA DE ACESSO A PAMPILHOSA DA SERRA (PORTUGAL, 1942) [70].....	15
FIGURA 2.17 - VISTA GERAL DA BARRAGEM DE SANTA LUZIA (PORTUGAL, 1942) [71]	15
FIGURA 2.18 - VISTA GERAL DA BARRAGEM DO ALTO RABAGÃO (PORTUGAL, 1964) [72]	16
FIGURA 2.19 - VISÃO GERAL DOS ARCOS DA BARRAGEM DE DANIEL JOHNSON (CANADÁ, 1968) [73]	17
FIGURA 2.20 - BARRAGEM INGURI, NO RIO INGURI (GEÓRGIA, 1987) [74]	17
FIGURA 2.21 - PLANTA E LEGENDA DOS VÁRIOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA BARRAGEM DE ITAIPU [99]	18
FIGURA 2.22 - FASE CONSTRUTIVA DA BARRAGEM DE ITAIPU	18
FIGURA 2.23 - VISTA GERAL DA BARRAGEM DE ITAIPU [99].....	19
FIGURA 2.24 - VISTA DO CORPO DA BARRAGEM THREE GORGES (CHINA, 2004) [75].....	20
FIGURA 2.25 - FASE CONSTRUTIVA DA BARRAGEM (CHINA, 2004) [76]	20
FIGURA 2.26 - PLANTA GERAL DA BARRAGEM THREE GORGES (CHINA, 2004) [77].....	21
FIGURA 2.27 - VISTA GERAL DOS VÁRIOS ESCALÕES DA ECLUSA DA BARRAGEM (CHINA, 2004) [78]	21
FIGURA 2.28 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DO ALQUEVA (PORTUGAL, 2002) [79]	22
FIGURA 2.29 - SECÇÕES DE BARRAGENS EM AÇO E PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO [80]	24
FIGURA 2.30 - VISTA DE JUSANTE E DE MONTANTE DA BARRAGEM REDREDGE STEEL DAM (EUA, 1901) [81].....	24
FIGURA 2.31 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM DE GOVÃES, NO RIO TORNO E AINDA EM CONSTRUÇÃO (PORTUGAL)	25
FIGURA 2.32 - DESENHO GRÁFICO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE E PRINCIPAIS ACÇÕES [82]	28
FIGURA 2.33 - VISTA DO PARAMENTO DE JUSANTE DA BARRAGEM DE IDANHA (PORTUGAL, 1947) [83].....	29
FIGURA 2.34 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM GRAVIDADE DE IDANHA (PORTUGAL, 1947) [84].....	30
FIGURA 2.35 - VISTA DA GALERIA E SECÇÃO DEVIDAMENTE COTADA DA BARRAGEM DE BEMPOSTA (PORTUGAL, 1964)	31
FIGURA 2.36 - VISTA GERAL DA BARRAGEM DE CARRAPATELO (PORTUGAL, 1972) [85]	32
FIGURA 2.37 - SECÇÃO DA BARRAGEM DE CARRAPATELO (PORTUGAL, 1972) [86]	32
FIGURA 2.38 - ECLUSA DE NAVEGAÇÃO DA BARRAGEM DE CARRAPATELO (PORTUGAL, 1972) [87]	33
FIGURA 2.39 - SECÇÃO E PLANTA DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE COM CONTRAFORTES [88]	34
FIGURA 2.40 - VISTA GERAL DA BARRAGEM DE MIRANDA E DO RIO DOURO (PORTUGAL, 1960) [89]	35
FIGURA 2.41 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE CAIA (PORTUGAL, 1967) [90]	36
FIGURA 2.42 - PLANTA E DESENHO DE JUSANTE DA BARRAGEM DO CAIA (PORTUGAL, 1967) [91]	37
FIGURA 2.43 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE PRACANA (PORTUGAL, 1951)	37
FIGURA 2.44 - TRANSMISSÃO DE FORÇAS DE UMA BARRAGEM ARCO-GRAVIDADE	38
FIGURA 2.45 - VISTA GERAL DA BARRAGEM CASTELO DE BODE (PORTUGAL, 1951) [92].....	39
FIGURA 2.46 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM DE CASTELO DE BODE (PORTUGAL, 1951)	39
FIGURA 2.47 - PLANTA DA BARRAGEM DE CASTELO DE BODE (PORTUGAL, 1951) [93].....	40
FIGURA 2.48 - SECÇÃO DE UMA BARRAGEM ABÓBADA E DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA [94].....	40
FIGURA 2.49 - TRANSMISSÃO DAS FORÇAS AOS ENCONTROS DE UMA BARRAGEM ABÓBADA	41

FIGURA 2.50 - CLASSIFICAÇÃO DOS VALES PARA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS	41
FIGURA 2.51 - VISTA SUPERIOR DO DESCARREGADOR DA BARRAGEM DE PICOTE (PORTUGAL, 1958) [95]	42
FIGURA 2.52 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM DE PICOTE (PORTUGAL, 1958) [96].....	43
FIGURA 2.53 - VISTA GERAL DA BARRAGEM ALTO LINDOSO (PORTUGAL, 1992)	43
FIGURA 2.54 - SECÇÃO TRANSVERSAL E LONGITUDINAL DE UMA BARRAGEM DE ABÓBADA MÚLTIPLA	44
FIGURA 2.55 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DA AGUEIRA (PORTUGAL, 1981) [97]	45
FIGURA 2.56 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM DA AGUEIRA (PORTUGAL, 1981) [97]	45
FIGURA 3.1 - DESENHO TRIDIMENSIONAL DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE	48
FIGURA 3.2 - SECÇÃO DA BARRAGEM GRAVIDADE	49
FIGURA 3.3 - SECÇÃO DA BARRAGEM GRAVIDADE	50
FIGURA 3.4 - ESQUEMA DE CÁLCULO DA GEOMETRIA DO ARCO (TANCEV, 2005)	54
FIGURA 3.5 - ESQUEMA DE CALCULO DAS TENSÕES DEVIDO Á TEMPERATURA (TANCEV, 2005)	55
FIGURA 3.6 - SECÇÃO TRANSVERSAL E PERFIL LONGITUDINAL UTILIZADOS PARA O METHOD OF CENTRAL CANTILEVER.....	55
FIGURA 3.7 - ESQUEMA DAS DEFORMAÇÕES DEVIDO Á TEMPERATURA.....	56
FIGURA 3.8 - ESQUEMA DE BASE PARA O MÉTODO TRIAL-LOAD.....	57
FIGURA 3.9 - DIVISÃO DO DOMÍNIO EM ELEMENTOS	58
FIGURA 3.10 - REPRESENTAÇÃO DAS FUNÇÕES DE FORMA DE UM ELEMENTO DE QUATRO NÓS	60
FIGURA 4.1 - TIPOS DE FUNÇÕES	72
FIGURA 4.2 - FIGURA DE COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DUAL E PRIMAL	79
FIGURA 4.3 - REPRESENTAÇÃO DA ROLETA DE UM EXEMPLO PRÁTICO	91
FIGURA 4.4 - CROMOSSOMA INICIAL.....	92
FIGURA 4.5 - CRUZAMENTO	92
FIGURA 4.6 - CRUZAMENTO MULTI-PONTO	93
FIGURA 4.7 - CRUZAMENTO UNIFORME	93
FIGURA 4.8 - ANTES DA MUTAÇÃO	93
FIGURA 4.9 - APÓS A MUTAÇÃO.....	93
FIGURA 4.10 - TOOL DO MATLAB	96
FIGURA 4.11 - A) BASE MINIMAL COM N+1 VECTORES B) BASE MAXIMAL COM 2N VECTORES	97
FIGURA 4.12 - FIGURAS QUE REPRESENTAM A ESTRUTURA E O FUNCIONAMENTO DO NEURÓNIO [45]	99
FIGURA 4.13 - FIGURA REPRESENTATIVA DE UMA REDE NEURONAL	100
FIGURA 4.14 - FIGURA REPRESENTATIVA DO MÉTODO DA COLÓNIA DE FORMIGAS	100
FIGURA 5.1 - GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE APOIO DA BARRAGEM.....	112
FIGURA 5.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA ESTRUTURA ÓPTIMA	114
FIGURA 5.3 - VECTORES DE DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA ÓPTIMA	114
FIGURA 5.4 - DESLOCAMENTOS EM XX DA ESTRUTURA ÓPTIMA	115
FIGURA 5.5 - DESLOCAMENTOS EM YY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	115
FIGURA 5.6 - TENSÕES EM XX DA ESTRUTURA ÓPTIMA	116
FIGURA 5.7 - TENSÕES EM YY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	116
FIGURA 5.8 - TENSÕES EM XY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	117
FIGURA 5.9 - TENSÕES DE VON MISES PARA A ESTRUTURA ÓPTIMA	117
FIGURA 5.10 - VECTORES DE TENSÕES NA ESTRUTURA ÓPTIMA	118
FIGURA 5.11 - GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE APOIO DA BARRAGEM.....	119
FIGURA 5.12 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA ESTRUTURA ÓPTIMA	121
FIGURA 5.13 - VECTORES DOS DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA ÓPTIMA	121
FIGURA 5.14 - DESLOCAMENTOS EM XX DA ESTRUTURA ÓPTIMA	122
FIGURA 5.15 - DESLOCAMENTOS EM YY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	122
FIGURA 5.16 - TENSÕES EM XX DA ESTRUTURA ÓPTIMA	123
FIGURA 5.17 - TENSÕES EM YY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	123
FIGURA 5.18 - TENSÕES XY DA ESTRUTURA ÓPTIMA	124
FIGURA 5.19 - TENSÕES DE VON MISES PARA A ESTRUTURA ÓPTIMA	124
FIGURA 5.20 - VECTORES DA TENSÃO PARA A ESTRUTURA ÓPTIMA.....	125

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 4.1 - GRÁFICO EXEMPLIFICATIVO DE UMA PROGRAMAÇÃO LINEAR.....	77
GRÁFICO 4.2 - GRÁFICO EXEMPLIFICADOR DO MÉTODO DE APROXIMAÇÃO POLINOMIAL.....	80
GRÁFICO 4.3 - REPRESENTAÇÃO DE UMA FUNÇÃO OBJECTIVO	81
GRÁFICO 5.1 - VOLUMES DE BETÃO RESULTANTES DO CASO 1	106
GRÁFICO 5.2 - SECÇÃO DA BARRAGEM OPTIMIZADA.....	107
GRÁFICO 5.3 - VOLUMES DE BETÃO RESULTANTES DO CASO 2	108
GRÁFICO 5.4 - VOLUMES DE BETÃO RESULTANTES DO CASO 3	109
GRÁFICO 5.5 - VOLUMES DE BETÃO RESULTANTES DO CASO 4	110
GRÁFICO 5.6 - VOLUMES DE BETÃO RESULTANTES DO CASO 5	111

ÍNDICE DE QUADROS

QUADROS 3.1 - PESO ESPECÍFICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS EM BARRAGENS	51
QUADROS 3.2 - TIPO DE ELEMENTOS EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE NÓS NO MEF	61

ÍNDICE DE ESQUEMAS

ESQUEMA 4.1 - ESQUEMA GERAL DE UM ALGORITMO DE OPTIMIZAÇÃO.....	73
ESQUEMA 4.2 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DOS MÉTODOS DE PROGRAMAÇÃO NÃO-LINEAR EXISTENTES.....	76
ESQUEMA 4.3 - ESQUEMA DAS TÉCNICAS AVANÇADAS DE OPTIMIZAÇÃO	85
ESQUEMA 4.4 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DO FUNCIONAMENTO DOS AG'S	89
ESQUEMA 4.5 - ESQUEMA DO PATTERN SEARCH	98

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 5.1 - TENSÕES ADMISSÍVEIS (CASO1)	105
TABELA 5.2 - MENORES VALORES DOS RESULTADOS DO CASO 1.....	106
TABELA 5.3 - TENSÕES ADMISSÍVEIS (CASO 2).....	107
TABELA 5.4 - TENSÕES ADMISSÍVEIS (CASO 3).....	108
TABELA 5.5 - TENSÕES ADMISSÍVEIS (CASO 4).....	109
TABELA 5.6 - TENSÕES ADMISSÍVEIS (CASO 5).....	110
TABELA 5.7 - TENSÕES ADMISSÍVEIS NO MÉTODO DE ANÁLISE DO ANSYS	112
TABELA 5.8 - RESULTADOS DAS CORRIDAS PELA ANÁLISE DO ANSYS.....	113
TABELA 5.9 - TENSÕES ADMISSÍVEIS	120
TABELA 5.10 - RESULTADOS DA ANÁLISE.....	120

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

x – variável de projecto
 F - função objectivo
 g – restrições de desigualdade
 h - restrições de igualdade
 n - número de variáveis de projecto
 k - número de restrições de desigualdade
 m - número de restrições de igualdade
 H – altura da barragem
 V – Volume
 V_i – Volume do elemento i
 t – número total de elementos de um meio continuo
 K – matriz rigidez global
 a – deslocamentos nodais
 ε - vector de deformações nodais
 L - operador diferencial
 D - matriz elasticidade
 u - campo de deslocamentos constituído pelos componentes u, v e w
 η - grau do polinómio
 $\eta_{nós}$ - número de nós de
 j - nó de um elemento i
 N_j^i - função de forma do nó j no elemento i
 B – matriz das deformações
 P_h – pressão hidrostática
 E – módulo de elasticidade
 ν – coeficiente de Poisson
 τ – tensão tangencial
 γ – deformação tangencial
 J – matriz jacobiana
 s_1, s_2, s_3 – eixos do referencial local
 h' - espessura do elemento finito
 h_w - altura da coluna de água
 ρ_w – massa específica da água
 γ_w - peso volúmico da água
 σ_p – tensão de compressão máxima admissível no betão

σ_c – tensão no betão

$\sigma^{(-)}$ – tensão de compressão

$\sigma^{(+)}$ – tensão de tracção

σ_n - tensão normal

p – número de iterações do algoritmo de optimização

H – matriz Hessiana

H_e –esquema

m - número de esquema

f - valor médio da função objectivo dos cromossomas que incluem um esquema H_e

f_m - valor médio da função objectivo da população

δ - comprimento do esquema

p_c - probabilidade de crossover

p_m - probabilidade de mutação

l - comprimento do código

M_x – grelha do método *Pattern Search*

$\alpha(t)$ – parâmetro comprimento

P_x – conjunto de sondagem

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens

NmE – Nível mínimo de exploração

NPA – Nível de pleno armazenamento

NMC – Nível máximo de Cheia

PTV – Principio dos Trabalhos Virtuais

MEF – Método dos Elementos Finitos

PL – Programação Linear

PNL – Programação não Linear

SPL- Sequência de Programas Lineares

SPQ – Sequência de Programas Quadráticos

AG – Algoritmo Genético

AGs - Algoritmos Genéticos simplificados

IA – Inteligência Artificial

ACO – Optimização por Colónias de Formigas

1

INTRODUÇÃO**1.1 ENQUADRAMENTO AO TEMA**

O nosso país, apesar de apresentar um enorme potencial hídrico, vive com uma grande dependência energética do exterior, pois o potencial eléctrico instalado em Portugal é insuficiente para satisfazer as suas necessidades. A importação de energia em nada contribui para o desenvolvimento da economia nacional, por isso o Governo Português lançou um programa que visa aumentar a potência hidroeléctrica instalada.

Com essa finalidade, foi lançado o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH) que tem como objectivo o aproveitamento até 70 % do potencial hídrico até 2020. Actualmente apenas é explorado 4600 MW (46%), e prevê-se que nos próximos 10 anos a instalação de 3000 MW, totalizando 7600 MW (70% do total disponível). O aumento da potência instalada deve-se à construção de novos aproveitamentos e de reforço de potência de alguns aproveitamentos já construídos.

Neste esforço estão envolvidas elevadas quantidades de dinheiro, e uma boa porção é absorvida pela construção civil. Além disso na construção de uma nova barragem, os custos com o material (betão) utilizado ocupam uma boa porção da factura final. Assim uma redução de 2 % ou 3% no volume de betão altera de forma significativa o custo final da barragem. É assim possível encontrar um ponto óptimo que minimiza os custos de produção, em função do volume de betão, volume de escavação, mão-de-obra, ou de outras variáveis. Neste contexto surge a temática da optimização da forma estrutural de uma barragem. Pretende-se obter uma forma estrutural que apresente um menor custo de produção final e que satisfaça de igual forma os critérios construtivos e de segurança.

Surge assim o conceito de optimização, que tem sido usado na resolução de problemas das várias ciências, inclusive nos problemas de engenharia. A optimização de estruturas é um tema que tem sido desenvolvido nas últimas décadas, e com base em fenómenos naturais têm sido desenvolvidos novos métodos de optimização, alguns deles abordados nesta dissertação.

Portanto à necessidade de aumentar o potencial hidroeléctrico nacional, junta-se a incumbência de procurar uma solução optimizada, de forma a minimizar os custos finais de produção.

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objectivo da presente dissertação prende-se com a optimização da forma estrutural de uma barragem gravidade sujeita ao peso próprio e á pressão hidrostática.

Com tal objectivo em mente, faz-se o ponto de situação dos vários tipos estruturais de barragens, com especial atenção para as barragens gravidade, e dos vários métodos de optimização estrutural. Para a

optimização pretende-se aplicar o método dos algoritmos genéticos e um método optimização *Pattern Search*.

Os meios computacionais necessários para a optimização e parametrização do problema foram o ANSYS®, MATLAB® e CRIMSON®; o primeiro para a análise dos elementos finitos, o MATLAB® para executar os programas de optimização e o último é um editor de texto que suporta vários tipos de linguagem como: ASP, Basic, C/C++, CSS, Fortran, HTML, JAVA, JSP, LaTeX, Matlab, Pascal, Perl, PHP, SQL, Python e Tcl/Tk.

Por fim, além da forma óptima associada a cada método de optimização, far-se-á uma breve comparação entre os métodos de optimização utilizados.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, que se passam a descrever.

O primeiro capítulo pretende mostrar qual é o objectivo da dissertação e como esses mesmos objectivos se enquadram na situação em que o país atravessa.

O capítulo 2, pretende transmitir os conceitos básicos sobre barragens. Inicialmente, aborda alguns eventos históricos que marcaram as diferentes eras na construção das barragens, nomeadamente as técnicas, os materiais e os processos construtivos definidos pelo local e pela engenharia que então se conhecia. Como consequência dessa diversidade são realçados alguns exemplos das mais variadas partes do planeta, desde o Oriente Médio até ao desenvolvimento da América do Norte, sem deixar de mencionar alguns exemplos da Oceânia. Sucede-se, ao contexto histórico, a classificação das barragens segundo a Comissão Internacional e o RSB, e o tipo de estruturas em que as barragens podem ser divididas, segundo o material que se utiliza. Dá-se especial atenção às barragens em betão, pois o caso prático consiste optimizar o betão de um determinado tipo.

No capítulo 3 é discutido o problema da forma de uma barragem, qual a sua importância, como se relaciona com o custo total de uma construção e por fim como se define a forma de uma barragem. Além de abordagens teóricas, foram introduzidos neste capítulo alguns dados que serão importantes para o desenvolvimento prático da dissertação, como a caracterização de acções ou as propriedades dos materiais envolvidos. Por fim examinam-se alguns métodos de análise estática, que se utilizam hoje ou que foram implementados no passado, e de forma comparativa aborda-se qual o método mais conveniente para o nosso estudo.

Em virtude de ser uma dissertação de optimização, o capítulo 4, pretende transmitir alguns conceitos sobre a optimização de estruturas. Num planeta onde os recursos naturais são cada vez mais escassos, o conceito de optimização enquadra-se na perfeição e este capítulo detalha esse enquadramento. Inicialmente foi abordada a optimização nas estruturas em geral, quais os seus elementos e que métodos poderiam ser utilizados, segundo o problema em mãos. No último subcapítulo foi dada uma pequena introdução sobre optimização da forma estrutural de barragens.

O capítulo 5 transcreve de forma prática todos os elementos teóricos desenvolvidos nos capítulos antecedentes. Após a parametrização de uma barragem gravidade foi utilizada uma técnica avançada de optimização em dois diferentes métodos de análise, de forma a se compararem os valores teóricos com os valores dos métodos.

O último capítulo apresenta, de forma resumida, as principais conclusões da dissertação e algumas ideias para o desenvolvimento futuro, para dar continuidade ao desenvolvimento do tema.

2

BARRAGENS

2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA

A água como principal recurso natural, teve ao longo da história humana uma enorme importância no desenvolvimento económico, tecnológico, social e corporativo. Por ser um elemento indispensável à sua sobrevivência o Homem sempre tentou gerir os recursos hídricos nas mais variadas actividades e necessidades.

No entanto, a irregularidade e imprevisibilidade do fluxo da água dos rios e de outros recursos, que conduziam a inundações violentas e destrutivas num ano e a condições de seca em anos subsequentes, acarretou a necessidade da construção de barreiras físicas para protecção e contenção de consideráveis volumes de água.

Actualmente existem vários tipos de barreiras no qual se incluem: barragens, diques, quebra-mares e molhes. Os últimos três elementos citados têm como principal objectivo proteger zonas costeiras da erosão ou, no caso dos diques, proteger também as margens de rios de enchentes ocasionais. As barragens, porém, podem abranger um número superior de funcionalidades, dependendo este do tipo de estrutura a considerar. Neste contexto as barragens, na sua generalidade, são utilizadas para abastecimento de água em zonas residenciais, agrícolas e industriais, para produção de energia eléctrica e para a regularização de um caudal. Para satisfazer tais objectivos e para reter o volume máximo de água, estas barreiras artificiais são geralmente construídas em cursos de água.

No entanto, como já referido o Homem sempre desenvolveu a sua aptidão para gerir os recursos hídricos existentes. Portanto, a ideia de conter tais recursos para serem utilizados posteriormente, não é uma ideia propriamente inovadora.

Os antigos egípcios foram, entre 2950 a.C. e 2750 a.C., pioneiros na construção de barragens devido especialmente aos extensos períodos de seca a que estavam sujeitos. A primeira barragem a ser construída foi designada por *Sadd-el-Kafara*, que em hebraico significa “barragem dos pagãos” e localizava-se no sul do Cairo, no Wadi Garawi. Era uma barragem gravidade, apresentava duas paredes de alvenaria de 28 e 33 m de largura e uma camada central de 37 m de pedra e gravilha como indica a figura 2.1, tinha 14 m de altura e aproximadamente 108 m de comprimento.

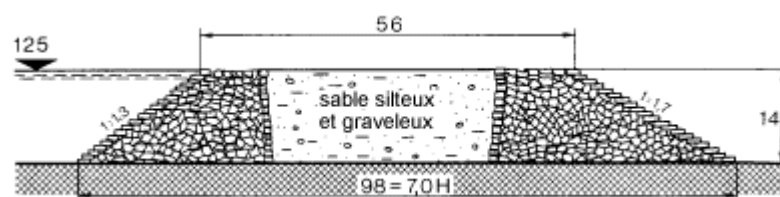


Figura 2.1 - Barragem de Sadd-el-Kafara segundo Schnitter [57]

A resistência à erosão e às ondas era minimizada através da colocação de uma cobertura de calcário.

No entanto, as fortes inundações levaram ao enchimento total da barragem, que pela ausência do descarregador colapsou pela zona central, devido ao seu arrastamento.

Apesar da inovação dos egípcios, foi na Mesopotâmia, considerada como o berço da civilização, que se desenvolveram e aprimoraram algumas estruturas hidráulicas.

Por se localizar entre dois importantes rios (Eufrates e Tigre), as civilizações residentes tinham os já referidos problemas de inundações e estiagens; pelo que em 2000 a.C. a primeira civilização a ocupar o crescente fértil, os sumérios, desenvolveram sistemas de irrigação para a agricultura e consumo, e criaram reservas de água através de barragens.

Ainda que rudimentares, as barreiras físicas eram de terra e o conjunto de acções era suportado apenas com o peso próprio do corpo da barragem. A barragem de Ninrod, porém, apresentava uma particularidade: era constituída por terra e madeira, não sendo conhecidas as características nesta altura.

A sofisticação das civilizações residentes baseou-se no desenvolvimento e sustentabilidade do abastecimento de água, o que os levou a aproveitar também os recursos hídricos a jusante da barragem. Com este intuito foram desenvolvidos novos usos como a força motriz através do surgimento da roda de água e até a navegação.

Foram, no entanto, os romanos que séculos mais tarde se empenharam cabalmente na construção de barragens. Apesar de a engenharia romana seguir os conceitos fundamentais sobre estruturas hidráulicas instituídos pelas civilizações mais antigas, a sua capacidade de planeamento e organização na construção possibilitou aumentar as dimensões das obras em que se empenhavam.

A barragem com maior altura construída pelo povo romano que ainda se encontra em utilização é a barragem de Cornalvo que se situa em Mérida, Espanha. Esta obra foi construída no primeiro século, tinha 28 m de altura, 26 m de espessura e 194 m de comprimento na crista.



Figura 2.2 - Barragem romana de Cornalvo (Espanha, séc. I) [58]

No entanto devido ao elevado conhecimento técnico que os romanos possuíam, foi possível construir a barragem de Proserpina no séc. II, que possui 19 m de altura e 427 m de desenvolvimento, e um descarregador de cheias de grande dimensão o que pressupõe a compreensão pelos romanos da vulnerabilidade destas estruturas às grandes cheias. Os paramentos de jusante e de montante são formados por blocos de granito, possui um núcleo constituído por betão pozolânico e para conferir uma maior estabilidade os construtores romanos utilizaram pequenos contrafortes em alvenaria que estão contíguos ao paramento de montante. É importante salientar que após algumas intervenções, efectuadas em meados de séc. XX, a barragem ainda continua em funcionamento.



Figura 2.3 - Vista de montante a barragem romana de Proserpina (Espanha, séc.II) [59]

Neste país os romanos construíram mais de 72 estruturas hidráulicas com o objectivo de conter a água, desviar rios, retenção de solos ou controle de inundações.

Além de possibilitar a criação de elementos com dimensões superiores, a engenharia romana aperfeiçoou a impermeabilidade das barragens pela introdução de uma argamassa designada por *opus caementicium*. Até então a estabilidade da barragem às acções era assegurada apenas pelo peso próprio. Mas os romanos foram pioneiros em entender o efeito estabilizador que um arco ou um contraforte poderia dar à estrutura e desenvolveram vários tipos de barragens que até hoje são conhecidos e utilizados.

Em França, mais concretamente em Vallon de Baume, foi construída uma barragem em arco para abastecer uma cidade vizinha. Como é possível observar pelo esboço do projecto localizado na figura 2.4, Schnitter optou por um arco com um ângulo central de 73° , um raio de 14 m, uma altura de 12 m e um comprimento de 18 m.

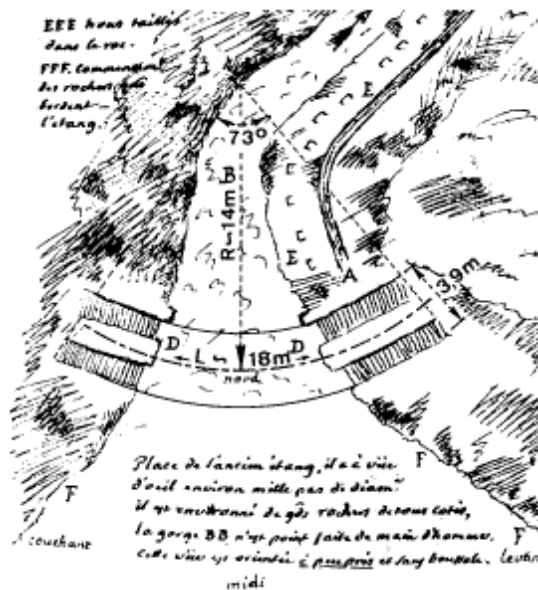


Figura 2.4 - Esboço da barragem em Vallon de Baume de Schitter [60]

Em Portugal foram também encontradas algumas barragens em arco construída pelos romanos, no qual se destaca a de Monte Novo que apresentava características colossais para a época em questão. Esta tinha 5,7 m de altura, 52 m de comprimento, 19 m de raio e um ângulo central de 90°. Além das características mencionadas, a forma da barragem foi igualmente uma inovação na geometria, pois aparentemente possuía três arcos conforme é possível ver na figura 2.5.

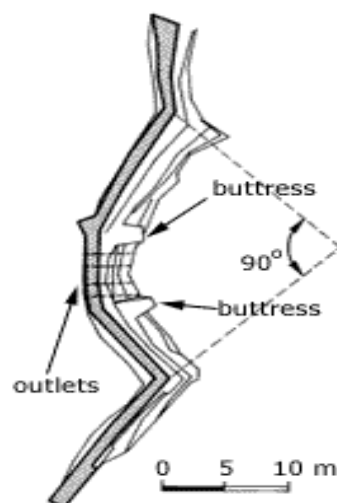


Figura 2.5 - Planta da barragem Monte Novo [61]

Provavelmente devido a insegurança e in experiência em estruturas com um design tão arrojado, os projectistas decidiram introduzir, na face de jusante, dois contrafortes de modo a equilibrar o arco central. Além disso, entre os contrafortes, introduziram duas saídas de água.

Devido à necessidade da construção de barragens para produção de energia mecânica para a moagem dos grãos de cereais, os mongóis desenvolvem em 1300 uma barragem arco que ainda hoje existe, a barragem de Kebar. Situada no rio Kebar, no Irão, foi inicialmente projectada para ter 24 m de altura mas no século XVII foram adicionados 2 m, totalizando os actuais 26 m e 55 m de comprimento. O impressionante comprimento obrigou a considerar um raio de 35 m e um ângulo de 45° no desenvolvimento horizontal.

O início do século XIX foi marcado pela construção de três grandes barragens, nomeadamente as barragens Meer Allun (Índia), Zola (França), Parramatta (Austrália).

Por volta de 1804, Henry Rossle construiu a barragem Meer Allun para abastecer a cidade de Hyderabad, na Índia. É uma barragem com arcos múltiplos, 21 arcos verticais semicirculares e espaçados de 21,3 m a 44,8 m, com um comprimento de 500 m e permite um armazenamento de 10 Mm³.

A barragem de Zola foi construída entre 1847 e 1854 e projectada pelo engenheiro francês que leva o mesmo nome que a estrutura. François Zola, em 1832, foi o primeiro a projectar uma abóbada a partir de uma análise racional dos esforços. O objectivo inicial foi cumprido até 1877, onde abasteceu a vila de Aix-en-France, e, actualmente apenas desempenha o papel de controlo de cheias.

Como é visível nas figuras 2.6 e 2.7 é constituída por alvenaria e apresenta cerca de 24,5 m de altura na secção central.



Figura 2.6 - Barragem de Zola na face jusante (França, 1854) [62]



Figura 2.7 - Barragem de Zola na face a montante (França, 1854) [63]

É importante salientar que estas estruturas ainda continuam actualmente em funcionamento, o que indica uma excelente qualidade tanto ao nível do projecto, como ao nível da utilização da alvenaria na construção de barragens.

Ainda que aparentemente contraditório, é apenas em 1775 que se constrói, no México, a primeira barragem gravidade com perfil triangular. No entanto só em 1850 é que o engenheiro francês J. Augustin Tortene de Sazilly, pela teoria desenvolvida por Navier para as vigas, provou que o perfil mais adequado para uma barragem gravidade era o triangular [43]. Além disso foi pioneiro a afirmar, através dos primeiros estudos analíticos, que as pressões numa barragem devem ser limitadas e que as barragens devem ser dimensionadas de forma a prevenir o deslizamento. Antes dos desenvolvimentos conseguidos pelo engenheiro francês, os construtores não dispunham de métodos analíticos que lhes permitissem obter as condições de estabilidade das estruturas, guiando-se então apenas pela intuição e pela experiência.

Duas décadas mais tarde Rankine, engenheiro civil autor da importante Teoria de Rankine em Mecânica dos Solos, desenvolveu ainda mais o conceito do engenheiro francês e reconheceu a importância de limitar as sub-pressões para a segurança das barragens.

Assim na barragem de Vyrnwy construiu-se pela primeira vez na história um sistema de drenagem para limitar as subpressões principalmente no corpo da barragem, pois ainda não se admitia a sua existência na totalidade da base. Apesar de muito criticado, J.B.Francis, admitiu a subpressão como força aplicada na base da barragem e recomendava o uso de drenos paralelos à superfície de montante para aliviar. Esta barragem de Inglaterra apresenta características geométricas e estéticas invulgares, onde se salientam os 44 m de altura, os 36 m de espessura, os 357 m de comprimento e os mais de 25 arcos que têm apenas o objectivo de decorar a estrutura.

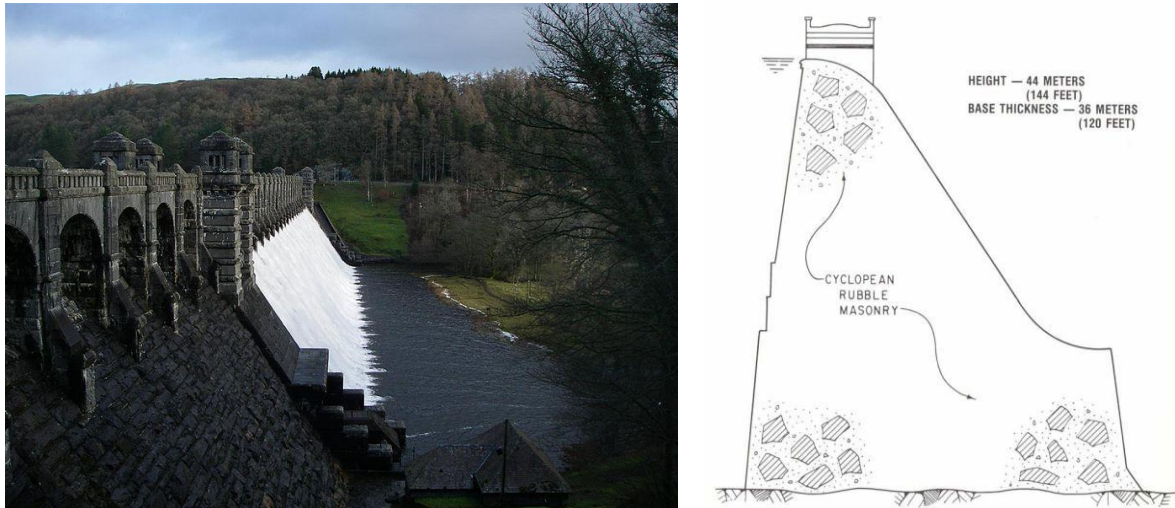


Figura 2.8 - Vista geral e secção da Barragem Vyrnwy (Inglaterra, 1882) [64]

O trabalho desenvolvido pela *École Polytechnique* e pela *École des Ponts et Chaussées* na determinação das características do betão, possibilitou uma evolução tecnológica deste material e foi por isso possível melhorar o seu manuseamento, a sua composição, bem como aplicá-lo em diversas obras de engenharia civil.

O betão na construção de barragens foi usado pela primeira vez, em 1872, na barragem gravidade de Boyds Corner, no estado de Nova York (EUA), mas a primeira barragem de betão em arco foi construída poucos anos mais tarde, em 1880, na Austrália. Henry Charles Stanley projectou a primeira barragem de betão em arco, a “75-Miles”, que tinha cerca de 5 m de altura, 2,80 m de espessura na base, 1,10 m de espessura no coroamento, um descarregador de superfície, uma válvula de controlo de cheias e uma válvula de limpeza.



Figura 2.9 - Coroamento e paramento de jusante da barragem 75-miles (Austrália, 1880)

Mais tarde, em 1900, foi alterado o seu esquema estrutural pela inclusão de contrafortes como indica a figura 2.9 devido essencialmente ao aumento da altura para 9 m.

Apenas duas décadas mais tarde, estava concluída a primeira barragem de arcos múltiplos, a barragem de Junction Reefs. Terminada em 1897, foi projectada com 131 m de desenvolvimento no coroamento, 18,3 m de altura e com seis arcos elípticos com curvatura na horizontal, mas devido ao atraso do fornecimento de alguns materiais de construção optaram por utilizar apenas cinco anéis. As fundações e as paredes são de betão, mas para permitir uma maior rapidez e uma diminuição de custos associados a construção, os arcos e os contrafortes são de alvenaria.

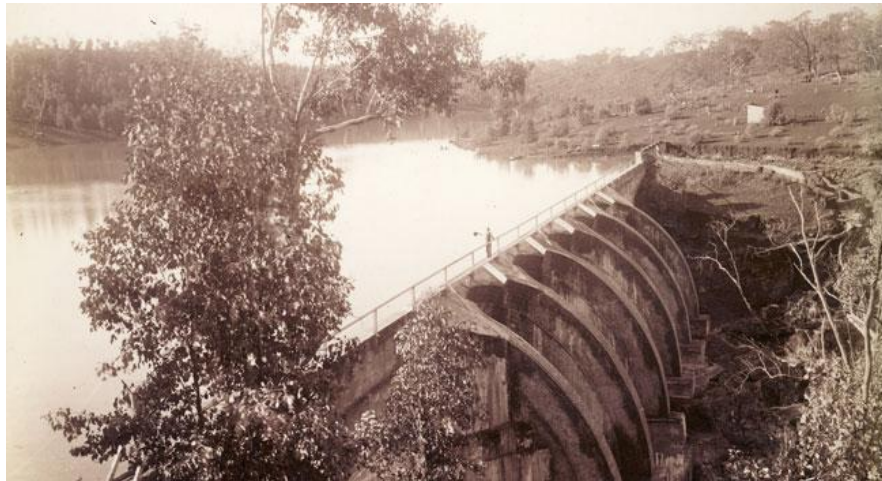


Figura 2.10 - Barragem de Junction Reefs (1897) [65]



Figura 2.11 - Vista de jusante barragem de Junction Reefs (1897) [65]

O betão permitiu o desenvolvimento do sistema estrutural da barragem, bem como as suas características geométricas, possibilitando o aumento do comprimento, altura e da sua esbelteza.

Os custos envolvidos passaram a ser um factor prioritário, já que a minimização do material de construção implicava uma diminuição significativa do custo total da obra. No entanto a optimização de estruturas implicava também um aumento na complexidade das estruturas.

Os primeiros a encarar o desafio foram os americanos quando em 1903 construíram a primeira barragem de dupla curvatura. A barragem Ithaca foi inicialmente projectada para 27 m de altura, mas a sua construção foi interrompida aos 9 m devido à oposição local, que temiam uma possível inundação com a ruptura do corpo da barragem.

Apesar de o conceito de barragens de dupla curvatura, de raio variável, ser conhecido há algumas décadas, Largs R. Largsen foi o primeiro a projectar uma estrutura deste tipo em 1914. A barragem Salmon Creek foi construída no Alasca, com 51,2 m de altura, uma amplitude de 113° , e o raio varia do coroamento até à base, de 100,9 m até 44,9 m, respectivamente. Estas dimensões para uma estrutura tão esbelta só foram conseguidas pela utilização do betão, perfazendo um total de 41.000 m^3 a uma taxa de 310 m^3 por dia.

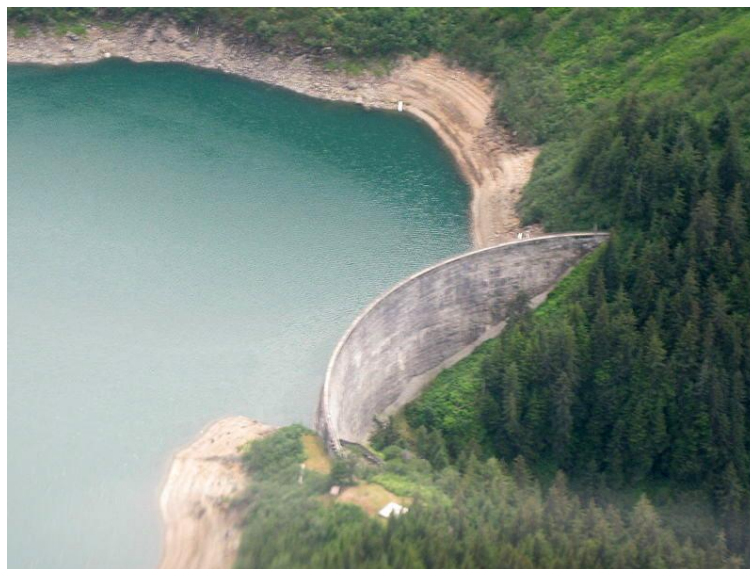


Figura 2.12 - Vista geral da barragem Salmon Creek (Alasca, 1914) [66]

Com este enorme projecto os engenheiros em todo o mundo, mas especialmente os americanos, reconhecem as enormes vantagens económicas e técnicas que este tipo de estruturas oferece. Apesar de algum reconhecimento dos benefícios das barragens de dupla curvatura de raio variável, houve uma certa resistência à mudança devido ao bom comportamento das barragens em arco de raio constante.

Em 1928, através da construção da barragem de Coolidge, desenvolve-se a forma estrutural das barragens abóbada através de arcos múltiplos com dupla curvatura. Este tipo de estruturas permite diminuir o material empregue na construção, diminuindo também os custos de construção.

Como indica a figura 2.13, é composta por três abóbadas que, juntamente com os contrafortes, permitiram a sua estabilidade apesar dos 76 m de altura e 180 m de comprimento no coroamento.

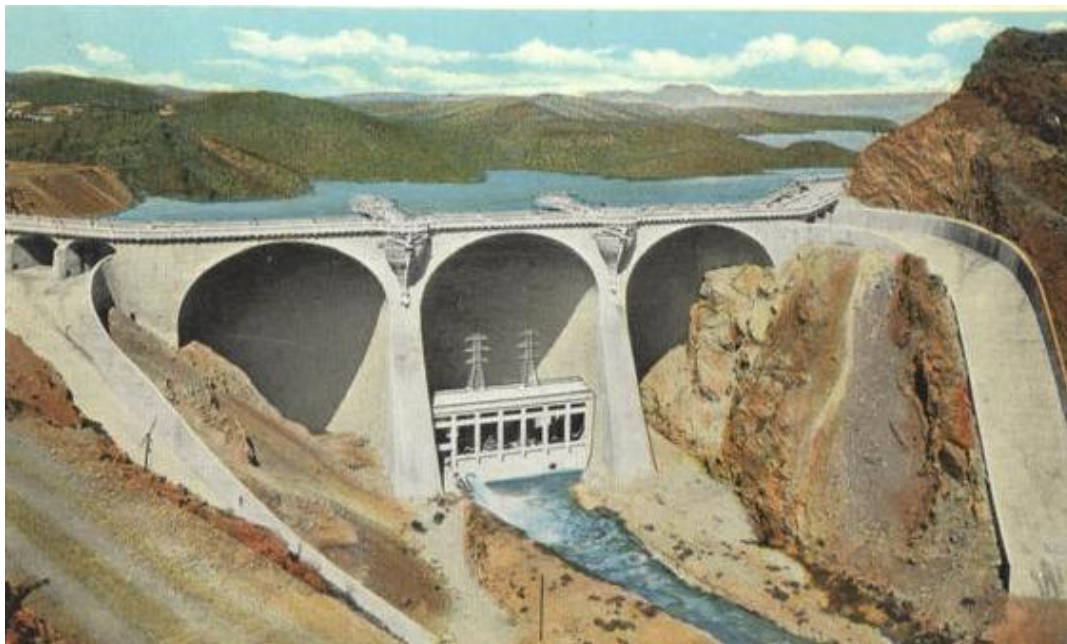


Figura 2.13 - Vista de jusante da barragem de Coolidge (EUA, 1928) [67]

Nesse mesmo ano, mas em Portugal, começam a dar-se os primeiros passos no desenvolvimento e construção de estruturas hidráulicas com a construção da barragem da Póvoa, situada na ribeira de Nisa que pertence à bacia hidrográfica do Tejo. É uma barragem tipo gravidade constituída por betão, tem cerca de 32 m de altura acima da fundação, um comprimento no coroamento de 400 m e foram utilizados 32 mil m³ de betão.

Enquanto se construía a barragem de Coolidge, na década de 1920 iniciava-se um grande debate sobre a mega construção de uma barragem gravidade no rio Columbia. Em 1933 finalmente a construção da Grand Coulee foi aprovada, mas por razões fiscais a barragem foi projectada para 88 m de altura e teria a função de gerar electricidade. No entanto em 1934, já depois do inicio das obras, a intervenção do presidente Franklin Roosevelt possibilitou que as dimensões da barragem fossem aumentadas e consequentemente a irrigação da bacia do Columbia tornou-se uma realidade. A barragem foi aprovada em 1935 e a sua construção terminou em 1942. Durante a construção ocorreram vários problemas devido ao tipo de solo, provocando vários deslizamentos de terras, e devido às baixas temperaturas que congelavam o betão recém colocado. A Grand Coulee tem 168 m de altura, o comprimento do coroamento é de 1592 m, a largura da secção na crista é de 9 m enquanto que na base é de 152 m. Para a fundação foi necessário remover cerca de 17 milhões de m³ de terra e pedras, e foram utilizados mais de 9 milhões de m³ de betão. Além das funções previstas para a estrutura, a potência produzida alimentou o tecido industrial no noroeste dos EUA, em constante crescimento, durante a Segunda Guerra Mundial [12].

Esta é ainda barragem com maior produção de energia eléctrica dos Estados Unidos da América.

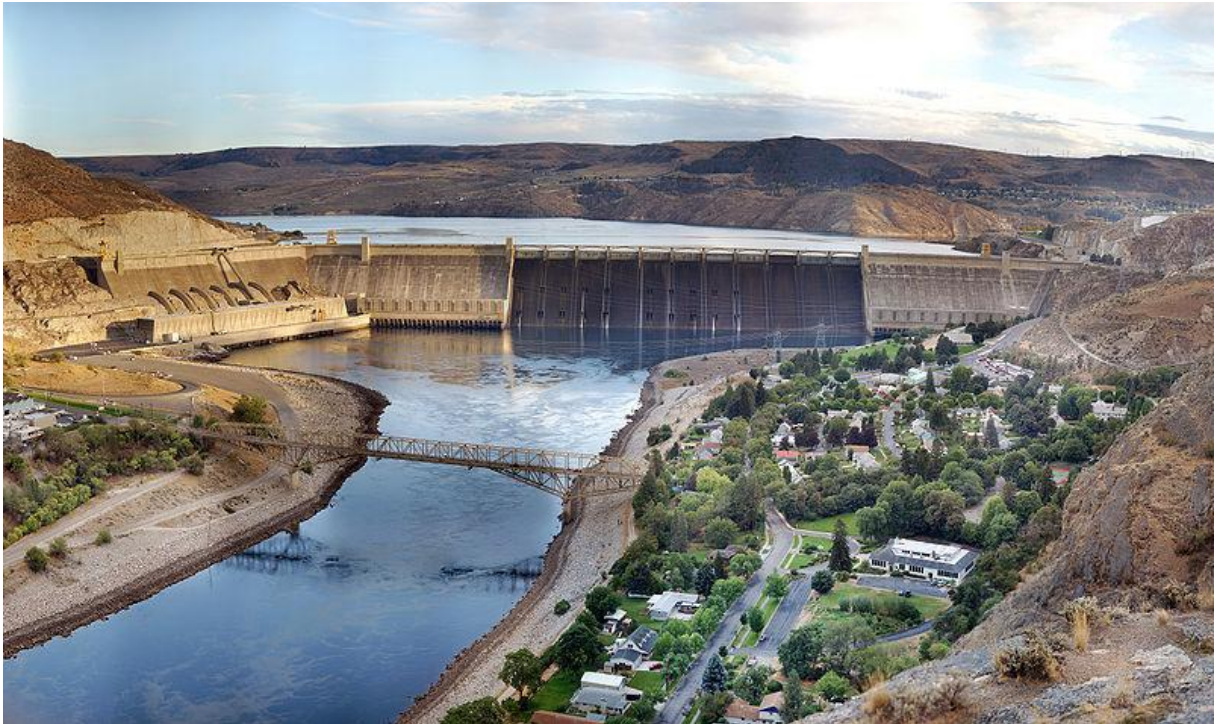


Figura 2.14 - Vista geral da barragem Grand Coulee[68]

Poucos anos mais tarde, em 1936, dá-se um marco assinalável na história da construção de grandes barragens pela construção da colossal barragem arco gravidade de Hoover, no curso do rio Colorado nos EUA. Quando construída era a maior barragem do mundo, e actualmente com 221,4 m de altura, continua a ser uma das obras de referência mundial no ramo das construções de barragens.

Projectada pelo US Bureau of Reclamation, possui um desenvolvimento de 379,2 m, uma espessura variável de 13,7 m no coroamento e 201 m na base e foi usado um volume aproximado de 3 360 mil m³ de betão. Durante a sua construção foram colocados cerca de 8000 m³ por dia e foram utilizadas metodologias e formas estruturais que actualmente ainda são adoptadas nas construções de barragens de betão.

Esta foi um enorme desenvolvimento na construção neste tipo de estruturas, porque era 60 % mais alta e 2,5 vezes o volume empregue em qualquer barragem até então.



Figura 2.15 - Vista de jusante da barragem Hoover, no rio Colorado (EUA, 1936) [69]

Com a assistência de engenheiros franceses e ingleses, os engenheiros portugueses desenvolveram, em Portugal, o conceito de barragem de betão em arco e foi projectada a barragem de Santa Luzia. Após 11 anos de construção, a barragem é inaugurada em 1942 e caracteriza-se pela invulgar forma estrutural em dois arcos, com raios diferentes, e pelo contraforte que confere uma estabilidade global aos arcos da barragem. A desfavorável orografia e as más características do maciço de fundação às cotas superiores da margem esquerda, levaram à necessidade da construção do arco gravidade e consequentemente do contraforte situado entre os arcos.

Apesar da inclinação das encostas, a barragem tem 76 m de altura, 115 m d comprimento no coroamento e foram utilizados 80 mil m³ de betão.

A construção desta estrutura constitui um novo marco nas estruturas hidráulicas de betão em Portugal e ainda hoje é objecto de grande admiração por parte dos projectistas de barragens.



Figura 2.16 - Vista de jusante da barragem Santa Luzia, desde a estrada de acesso a Pampilhosa da Serra (Portugal, 1942) [70]



Figura 2.17 - Vista geral da barragem de Santa Luzia (Portugal, 1942) [71]

Após o termino da Segunda Guerra mundial, houve uma enorme necessidade de construir barragens para produção de energia eléctrica e contenção de recursos hídricos. As indústrias de electricidade concentraram os seus esforços na construção de grandes barragens, mas visando sempre o aperfeiçoamento das técnicas construtivas já conhecidas.

Assim em 1951 atinge-se um novo recorde em altura na construção de uma barragem. Construída nos Alpes Suíços, a barragem do tipo gravidade Grand Dixence tem uma altura máxima de 285 m acima da fundação, uma espessura máxima de 201,2 m e um desenvolvimento no coroamento de 695 m. A estrutura permite produzir energia hidroeléctrica em cerca de 58 % do total da energia produzida na Suíça, sendo portanto um dos recursos naturais mais importantes desse país.

Em território nacional a construção de barragens atingiu o seu apogeu na década de 50, e devido ao acentuado desenvolvimento da engenharia foram inauguradas importantes barragens como Pracana (1950) que foi a primeira barragem de contrafortes, Castelo de Bode (1951) que se tornou a maior barragem em altura do país, Venda Nova (1951), Salomonde (1953) e Caniçada (1955) ambas do tipo abóbada de dupla curvatura e delgadas, Cabril (1954) que atingiu um novo recorde em altura, Paradela (1956) que é uma barragem de enrocamento com laje de betão a montante, com 110 m de altura e foi, em seu tempo, a barragem mais alto do mundo deste tipo, e algumas das mais importantes obras hidráulicas situadas no actual Douro Internacional- Miranda (1961), Picote (1958) e Bemposta (1964).

Das anteriormente referidas destaca-se a barragem de Cabril que é do tipo abóbada de dupla curvatura, segundo o INAG, tem 132 m de altura acima da fundação, 290 m de comprimento no coroamento e foram utilizados 360 mil m³ de betão. Foi das primeiras barragens a ser projectadas exclusivamente por engenheiros portugueses, liderados pelo Eng.º Laginha Serafim, e contribuiu para o desenvolvimento dos métodos experimentais de dimensionamento e observação do comportamento das barragens em betão utilizados no LNEC.

Ainda em Portugal foi construída mais tarde a barragem do Alto Rabagão, também conhecida como a barragem dos Pisões, que, como indica a vista geral da barragem, é constituída por duas grandes zonas do tipo gravidade e uma zona central que é do tipo abóbada de dupla curvatura.



Figura 2.18 - Vista geral da barragem do Alto Rabagão (Portugal, 1964) [72]

Das características da estrutura referem-se as mais importantes como os 94 m de altura desde a fundação, os 1870 m de comprimento do coroamento e um volume de 1117 mil m³ utilizados na construção da barragem.

Actualmente a barragem abóbada de arcos múltiplos mais alta do mundo é a barragem Daniel Johnson, no rio Manicouagan, no Canadá. Terminada em 1968, tem 214 m de altura, 1314 m de comprimento, é composta por um arco central de grande vão e por arcos com menores dimensões ao longo de todo o desenvolvimento.



Figura 2.19 - Visão geral dos arcos da barragem de Daniel Johnson (Canadá, 1968) [73]

Actualmente a barragem com a maior altura do mundo é a barragem do Inguri, na Geórgia, com 272 m de altura. A sua construção iniciou-se em 1961, tornou-se temporariamente operacional em 1978, mas foi apenas concluída em 1987. Inicialmente foi projectada no rio Bzby, mas devido a erosão que causaria a uma praia próxima foi colocada no rio que leva o nome da barragem.



Figura 2.20 - Barragem Inguri, no rio Inguri (Geórgia, 1987) [74]

Anos mais tarde, no início de 1971, iniciaram-se os trabalhos da barragem de Itaipu situada no rio Paraná, que define a fronteira entre dois importantes países da América do Sul: Brasil e Paraguai. Em tupi, língua indígena já extinta, o nome Paraná significa “rio que parece oceano”. Tal significado advém das suas próprias características, pois segundo dados do governo brasileiro, o rio Paraná é o quinto mais extenso do mundo, o nono maior em descarga e o quarto em área de drenagem, drenando todo o centro-sul da América do Sul.

Para a barragem de Itaipu foram analisadas várias opções para os tipos estruturais de barragens: de gravidade, de gravidade com contrafortes, de enrocamento e em arco. Após a avaliação técnica e geológica, optou-se pela barragem gravidade com contrafortes para a barragem principal, e de enrocamento e de terra para as barragens auxiliares, como indica a figura 2.21.



Figura 2.21 - Planta e legenda dos vários elementos estruturais da barragem de Itaipu [99]

A barragem de Itaipu tem 7.919 metros de extensão e 196 metros de altura máxima. Além disso foram utilizados cerca de 12,7 milhões de m^3 de betão, volume que seria suficiente para construir cerca de 210 estádios de futebol como o Maracanã, e cerca de 24 milhões de toneladas de aço. A velocidade de betonagem de um dos grandes problemas da sua construção. A elevada velocidade de betonagem, cerca de 15 mil m^3 /dia e 340 mil m^3 /mês, implicou que fossem implantadas quatro centrais de britagem para produção de agregados, seis centrais de betonagem, duas monovias, sete cabos aéreos e treze guindastes.



Figura 2.22 - Fase construtiva da barragem de Itaipu

Após a betonagem, surgem novos desafios relacionados com a montagem das unidades geradoras. O transporte de algumas peças era complexo e demorado. No caso das turbinas hidroelétricas com 300 ton, foram necessários cerca de 4 meses para o transporte entre o local de fabrico e a barragem.

A primeira usina entrou em funcionamento em 1984, e as restantes 19 usinas entraram em funcionamento de forma gradual e em anos subsequentes.

Actualmente, a barragem de Itaipu, é a maior produtora de energia hidroelétrica do mundo. As 20 usinas e 14.000 MW de potência instalada, fornece 16,4% da energia consumida no Brasil e abastece 71,3% do consumo do Paraguai.

Em 2010, Itaipu produziu um total de 85.970.018 MWh, o suficiente para suprir o consumo do Paraná durante três anos e sete meses, ou então, os três Estados da região Sul do Brasil durante um ano e dois meses. O record de produção de energia foi atingido em 2008, com a geração de 94,68 milhões de MWh.



Figura 2.23 - Vista geral da barragem de Itaipu [99]

Segundo o governo do Brasil, seriam necessários cerca de 536 mil barris por dia numa central termoelétrica para produzir a energia produzida pela barragem de Itaipu. A produção de Itaipu é tão importante que uma falha no fornecimento de energia provocou, em 2009, um “apagão” em 18 estados do Brasil.

É ainda interessante referir que a barragem de Itaipu integra a lista das sete maravilhas do Mundo Moderno, segundo a revista Popular Mechanics dos EUA, e esta lista foi elaborada pela Associação Norte Americana dos Engenheiros Cíveis (ASCE).

A hidroelétrica das Três Gargantas (Three Gorge) construída no rio *Yang-tsé*, o maior da China, esta entre as cinco maiores barragens do mundo e é actualmente a maior produtora de energia eléctrica do mundo com uma capacidade de 22.400 MW. Tem como função a prevenção de cheias, a geração de energia eléctrica, aumentar a facilidade de transporte fluvial e é uma atracção turística significativa. Por essas razões desempenha um papel importante no desenvolvimento socioeconómico na China. No entanto a sua construção foi muito contestada nos círculos ecológicos devido ao tremendo impacto ambiental, por ficarem inundados zonas arqueológicas importantes e por terem de se deslocar milhões de pessoas.



Figura 2.24 - Vista do corpo da barragem Three Gorges (China, 2004) [75]

A sua construção iniciou-se em 1993, em 2004 entraram em funcionamento quatro turbinas de 700 MW e em 2009 estavam em funcionamento vinte e seis turbinas totalizando 18200 MW de produção eléctrica. Ainda estão em construção seis geradores, que prevê-se que entrarão em funcionamento em 2012. Devido à importância da obra, foi aplicado um rígido controlo de qualidade que supervisionava a obras 24 horas por dia de forma a garantir que não haveria nenhum risco potencial na sua futura operação. A construção foi terminada em 2006, o volume escavado foi aproximadamente de 103 milhões de m^3 , foram utilizados cerca de 28 milhões de m^3 de betão e 463 mil ton de aço. A quantidade de aço utilizado nesta barragem gravidade possibilitava a construção de 63 torres Eiffel. Das suas dimensões destacam-se os 181 m de altura acima da fundação e os 2335 m de comprimento ao nível do coroamento.



Figura 2.25 - Fase construtiva da barragem (China, 2004) [76]

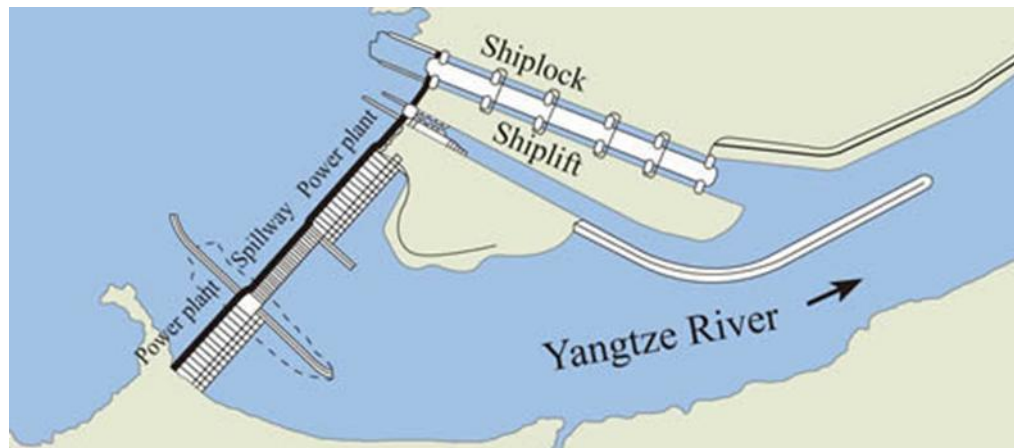


Figura 2.26 - Planta geral da barragem Three Gorges (China, 2004) [77]

Junto da barragem existem duas eclusas que permitem a navegação de navios de dimensões consideráveis. Cada uma delas é composta por cinco etapas e o tempo para concluir todas as etapas é aproximadamente quatro horas. Cada eclusa tem cerca de 280 m de comprimento, 35 m de largura e é constituída por comportas de duas folhas que permitem a navegação e a contenção da água.

Além das eclusas está em construção um elevador de navios que permite elevar navios até 3000 ton.



Figura 2.27 - Vista geral dos vários escalões da eclusa da barragem (China, 2004) [78]

Em Portugal destaca-se a barragem do Alqueva destaca-se essencialmente por criar a maior albufeira artificial da Europa Ocidental com $4150 \times 10^6 \text{ m}^3$ de capacidade útil e de $250 \times 10^6 \text{ m}^2$ de área inundada. Foi concluída em 2002, tem 96 m de altura desde a fundação, 458 m de comprimento no coroamento e foi utilizado cerca de 687 mil m^3 de betão. Por ser uma barragem do tipo abóbada e estar implantada num vale muito aberto, foi necessário recorrer a encontros artificiais e a uma junta estrutural no fundo do vale. Além disso foram utilizadas interessantes técnicas de escavação e betonagem para o tratamento de uma falha na encosta da margem esquerda. Esta estrutura teve enormes impactos na

agricultura no Alentejo, pois através de um sistema de distribuição de água foi possível diminuir os problemas relacionados com as extensas secas que se fazem sentir em solo alentejano.



Figura 2.28 - Vista de jusante da Barragem do Alqueva (Portugal, 2002) [79]

Na China está em construção a que será a maior barragem do mundo em altura, com 305 m e um comprimento de 568 m. A barragem Jinping I é uma barragem do tipo gravidade, está situada em Sichuan tem como objectivos fornecer energia eléctrica para expansão da industrialização e da urbanização, proteger e evitar a erosão e controlar os caudais de forma a evitar as cheias.

De forma resumida, na construção de barragens destacam-se dois períodos de relevância histórica, o período onde se deram os primeiros passos que, apesar do escasso conhecimento técnico e teórico, contribuíram para adquirir uma grande experiência, e o período de apogeu mundial na construção de barragens de betão que permitiram aumentar a dimensão e a esbelteza das estruturas hidráulicas.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS

As barragens podem ser classificadas segundo diferentes critérios, nomeadamente quanto à forma estrutural, aos materiais utilizados, às suas dimensões, à capacidade de armazenamento e finalidade.

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (GIGB/ICOLD) classifica as barragens em três tipos: pequenas barragens, grandes barragens e barragens principais, considerando apenas os critérios da sua altura e volume de água armazenado.

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) segue a mesma classificação da comissão internacional e define como grandes barragens aquelas que têm uma altura desde a superfície da fundação até a cota do coroamento de 15 m, aquelas que têm uma altura de 10 m mas cuja capacidade da albufeira é de 1 hm^3 , ou aquelas que têm menos de 15 m mas a albufeira tem uma capacidade superior a 100 mil m^3 . Do conjunto das grandes barragens distinguem-se aquelas que têm uma altura superior a 150 m, que são designadas por barragens principais, mas ainda inexistentes em Portugal. Todas as demais barragens não abrangidas nos parâmetros anteriores, estão incluídas nas pequenas barragens.

A finalidade das albufeiras, que são consequência da construção de barragens, pode incidir sobre o abastecimento de água, a irrigação agrícola, ao controle de cheias, a produção de energia eléctrica, a navegação e a actividades recreativas. Existem, no entanto, albufeiras que têm mais do que uma finalidade e quando tal acontece as albufeiras são classificadas como de fins múltiplos.

A classificação de barragens depende também do tipo de materiais empregues na construção. Actualmente os principais materiais utilizados na construção de barragens são o betão convencional, betão compactado com cilindro, alvenaria de pedra e materiais soltos, nos que se incluem enrocamento e terras. Apesar de menos utilizados, já se encontram construídas barragens em aço e pequenas barragens construídas em madeira.

Geralmente a classificação das barragens faz-se pela sua forma estrutural que, de certa forma, está relacionada com o critério dos materiais utilizados na construção. Na secção 2.3.4 vão ser analisados os diferentes esquemas estruturais em barragens de betão, sem no entanto deixar salientar a importância das barragens de enrocamento e terras que constituem 44 % do total de barragens construídas em Portugal.

Como seria de esperar, a escolha do tipo de estrutura depende de vários factores do local de implantação como as características geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas do maciço de fundação, as características morfológicas do vale, a grandeza do caudal de cheia, bem como os materiais e tecnologias disponíveis para a construção.

2.3 TIPOS ESTRUTURAIS DE BARRAGENS

2.3.1 BARRAGENS DE AÇO

As barragens em aço apresentam como vantagens uma maior rapidez na construção, um custo inferior em comparação com os outros materiais, uma maior flexibilidade e por isso maior facilidade em resistir a assentamentos diferenciais, um bom comportamento sob as acções de gelo-degelo e além disso a soldadura permite reparar de forma simples as fugas nas juntas da barragem.

No entanto, devido essencialmente ao material, é necessária uma maior e mais frequente manutenção que o betão, e por ter um peso inferior não absorve de forma tão eficaz o choque das vibrações da queda da água.

Através da figura 2.29 é possível observar qual é o princípio de funcionamento estrutural de uma barragem de aço. É essencial que tanto as fundações em betão como o solo de fundação apresentem uma resistência elevada, já que as acções sob o paramento situado a montante estão aplicadas nas placas de aço, que transmitem os esforços às escoras e por sua vez, as escoras transmitem as acções à fundação. As placas que constituem o paramento de montante, estão ligeiramente inclinadas para que a força da água seja descendente sobre os suportes e consequentemente anular os problemas de flexão. Se o paramento de montante fosse completamente vertical, seriam necessários suportes mais resistentes para resistir aos esforços de compressão e de flexão em simultâneo.

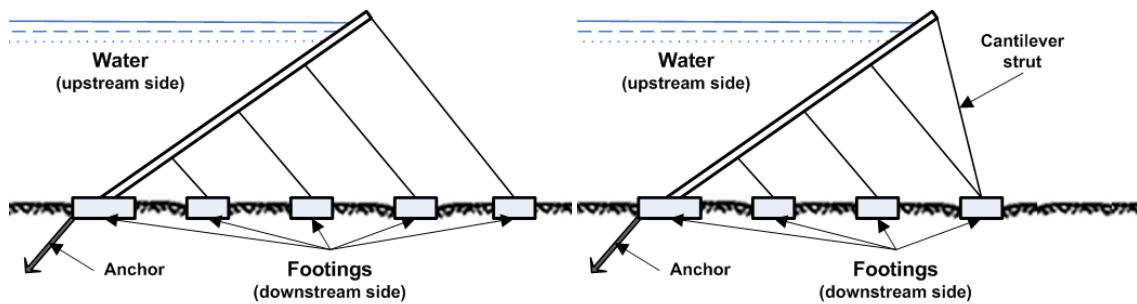


Figura 2.29 - Secções de barragens em aço e princípios de funcionamento [80]

As barragens em aço foram pouco utilizadas, devido ao desconhecimento a longo prazo da estrutura e por serem constituídas por um material com menor peso próprio.

Existem no entanto alguns exemplos já construídos nos EUA no início do séc. XX das quais se destaca a Redridge Steel Dam.

A sua construção iniciou-se por volta de 1894, em Redridge, no estado de Michigan, pelo projectista J.F. Jackson. A barragem tem cerca de 22,6 m de altura, 306,8 m de comprimento e os suportes ao longo do desenvolvimento da barragem, funcionam como contrafortes ao paramento em aço como indica a figura 2.29.

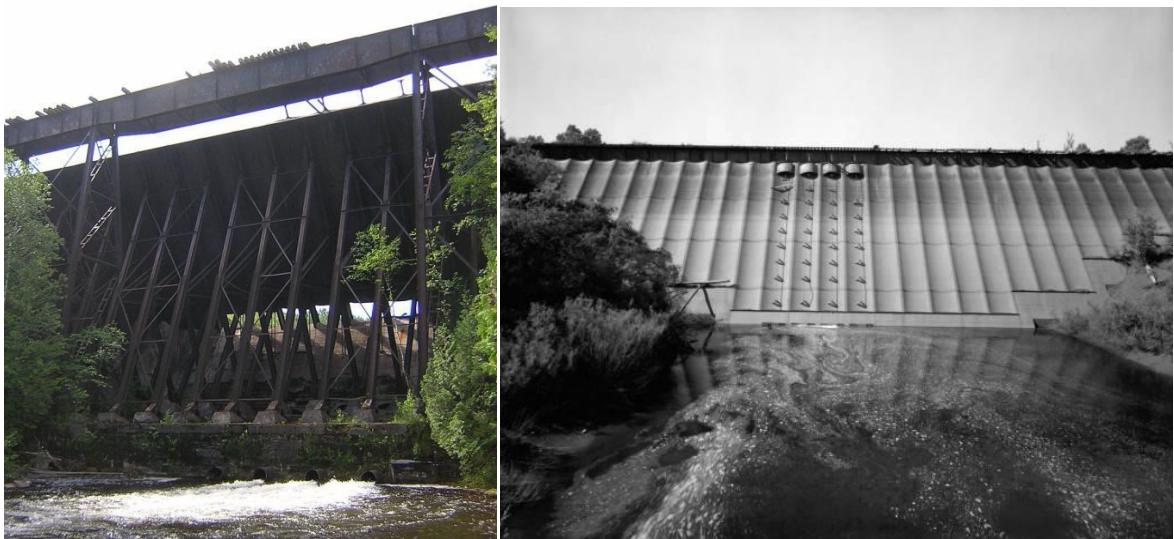


Figura 2.30 - Vista de jusante e de montante da barragem Redridge Steel Dam (EUA, 1901) [81]

No nosso país este tipo de barragens ainda não foi implementado e não existe nenhum próximo devido às limitações que o material acarreta.

2.3.2 BARRAGENS DE MADEIRA

As barragens de madeira são ideais para uma barragem temporária devido à sua facilidade e rapidez de construção.

Se for bem projectada, construída e mantida, a estrutura pode ter uma vida útil superior a 50 anos, mas os encargos da manutenção da madeira são muito elevados em comparação com os outros materiais. Além disso são pouco estanques, o que as torna numa escolha duvidosa para um corpo de barragem.

São por vezes utilizadas em fundações pouco resistentes onde as barragens de betão não podem ser utilizadas, pois as barragens em madeira ao contrário das barragens de betão, admitem ligeiros assentamentos sem interferir na estabilidade da estrutura.

2.3.3 BARRAGENS DE MATERIAIS SOLTOS

Uma barragem de aterro é uma estrutura de retenção de água que é construída a partir de materiais resultantes da escavação e colocados no corpo sem a mistura de outros materiais artificiais.

A caracterização das barragens de aterro, ou de materiais soltos, varia segundo o tipo de material utilizado na sua construção, podendo designar-se por barragem de terra, barragem de enrocamento e barragens mistas que são constituídas por terra e enrocamento.

Estas barragens são construídas através da colocação de sucessivas camadas de material solto de espessura variável e posteriormente são compactadas. O maciço que caracteriza a secção da estrutura é trapezoidal, com inclinações dos paramentos de jusante e de montante pouco acentuadas, e por isso requer a utilização de um elevado volume de material.

A impermeabilização do corpo da barragem é assegurada através de sistemas de impermeabilização, nomeadamente por uma superfície betão ou de asfalto sobre o paramento de montante, ou por um núcleo no corpo da barragem que frequentemente pode ser de betão betuminoso ou de argila.

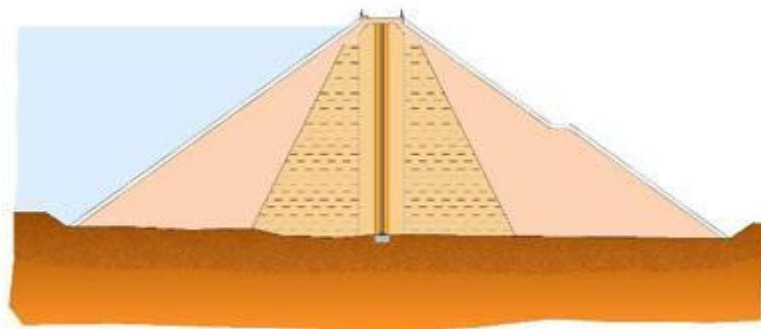


Figura 2.31 - Secção transversal da barragem de Gouvães, no rio Torno e ainda em construção (Portugal)

As principais acções que actuam sobre este tipo de estruturas são: o peso próprio, a pressão hidrostática, as pressões internas devido à percolação da água nos vazios do corpo da barragem e os assentamentos da fundação ou estrutura.

A estabilidade da estrutura é conseguida através do peso próprio da estrutura, e apesar de os assentamentos, durante e após a construção, da estrutura serem significativos, não comprometem a sua estabilidade devido à adaptabilidade do material de aterro e à diminuição das tensões transmitidas à fundação.

Assim, resumindo, as estruturas de aterro têm de assegurar:

- A impermeabilidade que impeça perda de água através do seu corpo;
- A estabilidade através da sua forma geométrica;
- A protecção do paramento de montante da acção destrutiva das ondas de mareta;
- A longevidade do paramento de jusante sob acção das condições climáticas;
- A drenagem eficaz que proteja a barragem de subpressões;
- A inoccorrência da percolação de água através de dispositivos de fundação.

Por fim é de salientar que este tipo de estruturas é adequado para regiões onde a topografia é suave, em vales amplos, ou onde as características de resistência das fundações são menores.

2.3.4 BARRAGENS DE BETÃO

As barragens de betão caracterizam-se pela sua resistência, mesmo para grandes alturas, pela sua esbelteza, mas também pela sua vulnerabilidade em vales muito extensos. Apesar das vantagens as barragens em betão necessitam de especial atenção para evitar assentamentos acentuados, limitar a fendilhação e controlar a reactividade entre o cimento e os agregados de forma a diminuir a probabilidade da ocorrência da reacção alcalis-sílica.

Quanto ao processo construtivo existem actualmente dois tipos de barragens: barragem compactada com cilindros (BCC) e barragem de betão convencional.

As propriedades estruturais de uma barragem BCC são semelhantes às das barragens de betão convencional. No entanto, como o betão é colocado sucessivamente em camadas de pequenas espessuras o processo construtivo acaba por ser muito mecanizado.

Além dessa vantagem referem-se ainda:

- Custos de produção reduzidos;
- Utiliza-se um método da compactação e não de vibração;
- Menor quantidade de cofragens;
- Rapidez na construção;
- Obras de derivação provisória menos importantes.

Alguns inconvenientes que incluem a sua utilização são:

- Consequências mais graves em caso de imprevisto;
- Dificuldade de execução em espaços reduzidos;
- Elevado número de juntas horizontais.

De forma conclusiva, as barragens de betão compactado com cilindro exigem maior capacidade de produção de betão, devido ao elevado ritmo exigido na colocação dos materiais construtivos, e consequentemente a compactação e colocação do betão estão concentrados num período de tempo mais reduzido, o prazo de construção é mais reduzido. Os factores mencionados contribuem para que este tipo de barragens seja competitivo e com um custo inferior.

De acordo com o tipo estrutural, as barragens de betão convencional podem ser classificadas em:

- barragem gravidade;
- barragem gravidade aligeirada;
- barragem gravidade com contrafortes;
- barragem arco-gravidade;
- barragem abóbada de dupla curvatura;
- barragem de abóbada múltipla.

De seguida são analisados, de forma geral, os diferentes tipos estruturais de barragens de betão existentes em Portugal e enunciados alguns exemplos nacionais exímios dentro do seu género.

2.3.4.1 Barragem Gravidade (Gravity Dam)

A barragem gravidade é geralmente uma estrutura maciça, com a secção transversal triangular dimensionada para que o peso próprio permita mobilizar grande parte da resistência necessária às forças que sobre ela actuam.

Em comparação com as barragens gravidade de materiais soltos, as de betão apresentam uma forma geométrica menos avolumada devido essencialmente ao menor desenvolvimento, em planta, de ambos os paramentos. No entanto comparando com outras formas estruturais como de arco-gravidade ou de contraforte, apresentam geralmente maiores volumes de betão.

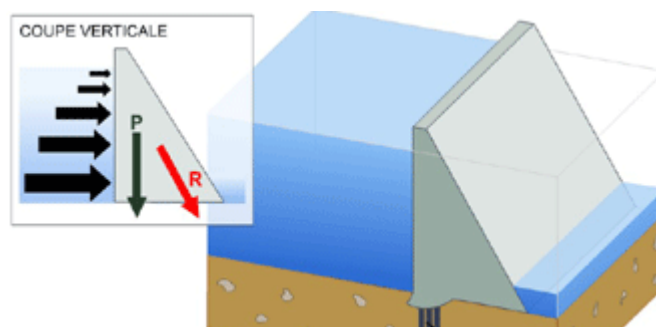


Figura 2.32 - Desenho gráfico de uma barragem gravidade e principais acções [82]

Como é visível pela figura anterior são geralmente construídas num eixo recto, podendo por vezes serem construídas num eixo curvo ou angular, com propósito de se encaixarem na topografia existente no local de implantação e melhorar a resistência global do deslizamento.

A sua secção transversal aproxima-se de um triângulo, já que corresponde á figura geométrica que melhor distribui os esforços transmitidos pela pressão hidrostática e peso próprio.

A análise estrutural de uma barragem gravidade é realizada por unidade de desenvolvimento e considera-se, simplificada, que a unidade é estável independentemente das unidades adjacentes.

Quando o reservatório está cheio, a resultante das forças aplicadas está situada ao terço médio da base da barragem, próximo do paramento de jusante, e como consequência disso a tensão normal é baixa no pé de montante da barragem. A tensão nessa zona poderá ser de compressão ou de tracção, dependendo da inclinação do paramento e do peso próprio do betão mas terá sempre valores baixos.

No entanto, quando a albufeira está vazia as condições invertem-se e as tensões normais são muito baixas no pé de jusante da barragem e muito elevadas no pé de montante.

Devido ao comportamento salientado e ao valor das tensões que se verificam na base da estrutura é conveniente que a fundação apresente resistência suficiente a uma profundidade relativamente pequena.

Quanto ao método construtivo, a construção de barragens gravidade caracterizam-se pelo uso de betões executados em central com composições estudadas que são colocadas em obra, vibradas e são preparadas as juntas horizontais através de um jacto de água ou areia ou por picagem. Como é sabido neste tipo de barragens são usados consideráveis volumes de betão e tal facto influencia a dimensão e a frequência das camadas de betão. As elevadas dimensões destas estruturas obrigam a que sejam delimitadas as juntas de dilatação de forma precisa para controlar a fissuração, de modo a manter a estanquidade e consequentemente a segurança. Na fase construtiva é ainda imperativo um controle cuidadoso da temperatura do betão, durante a betonagem e em períodos subsequentes. Se o calor devido à hidratação do betão não for considerado, podem instalar-se elevados valores de tracções nas juntas de betonagem e provocar fissuras significativas.

As barragens de gravidade assim como todos os outros tipos que se incluam nas barragens de betão convencional facilitam a instalação de equipamentos ou acessos como viadutos, condutas, galerias e órgãos de descarregadores.

No entanto as estruturas de gravidade constituídas por betão convencional em consideração apresentam inconvenientes que desfavorecem a sua escolha, no qual se incluem:

- Requerem um volume elevado de betão;
- Tempo de cura do betão é elevado;
- Temperaturas devidas à hidratação elevada;
- Custos elevados;
- Pode acarretar problemas de subpressão.

Os materiais usados na construção destas obras envolvem desde alvenaria nas obras mais antigas como betão convencional ou betão compactado com cilindros nas estruturas mais recentes.

Em Portugal existem vários exemplos de barragens do tipo gravidade, das quais se destaca a barragem de Idanha ou barragem Marechal Carmona.

A barragem de Idanha fica situada no rio Ponsul, na bacia hidrográfica do Tejo e foi concluída em 1947.

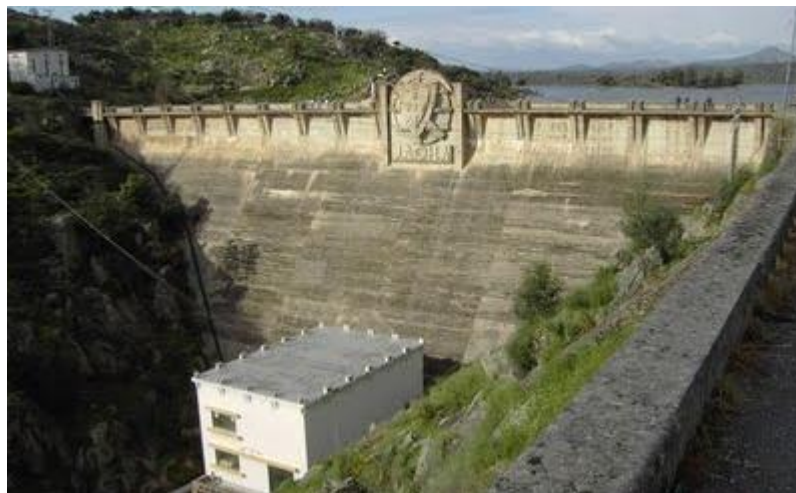


Figura 2.33 - Vista do paramento de jusante da barragem de Idanha (Portugal, 1947) [83]

Actualmente tem como principais funções a rega e a produção de energia eléctrica, e é uma atracção turística para a vila de Idanha-a-Nova.

A barragem é de betão e é maciça, ou seja sem qualquer tipo de aligeiramento e por isso foram utilizados cerca de 66 mil m³ de betão. Verifica-se que tem uma altura acima da fundação de 51 m, um comprimento

no coroamento de 143 m e uma largura do mesmo coroamento de 5,2 m [100]. As dimensões do coroamento possibilitam ainda a circulação de veículos entre ambas as margens do rio.

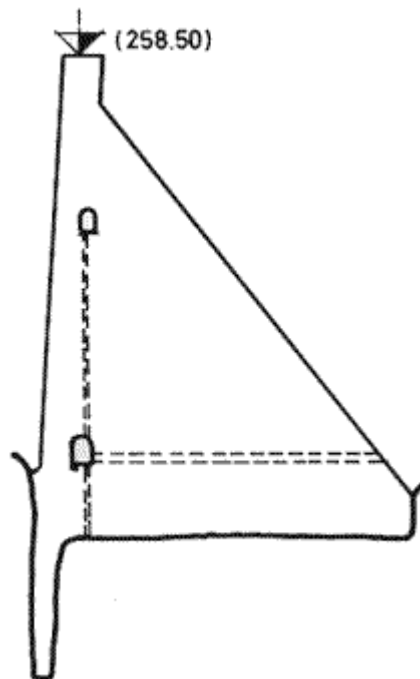


Figura 2.34 - Secção transversal da barragem gravidade de Idanha (Portugal, 1947) [84]

Este tipo de estruturas é pouco económico pois, como é visível na figura 2.34 uma secção maciça exige uma grande quantidade de betão.

Já foi considerado que nas barragens gravidade são usados outros materiais além do betão, como é o caso da alvenaria.

Em Portugal, entre outras, foi construída em 1945 uma barragem gravidade de alvenaria que se designa “Barragem das Andorinhas”.

2.3.4.2 Barragem Gravidade Aligeirada (Hollow Gravity Dam)

De forma a minimizar as desvantagens das barragens gravidade enunciadas no subtema anterior, são construídas barragens gravidade com aligeiramento no interior do corpo da estrutura.

No caso das barragens gravidade aligeirada o volume de betão utilizado pode diminuir cerca de 15% de uma barragem gravidade construídas nas mesmas condições; no entanto, a discrepância nos custos entre os dois tipos de barragens diminui devido à complexidade das cofragens e da especialização da mão de obra a utilizar [44]. Apesar de economizar um considerável volume de betão não são muito utilizadas principalmente devido ao superior custo unitário do betão, há necessidade da construção de “pontes” entre os desenvolvimentos de jusante e de montante da barragem para a travessia das galerias e aos métodos utilizados para controlar as extensões a baixas temperaturas.

Ainda de referir que as tensões no corpo da barragem junto da abertura da galeria são muito elevadas e por essa razão, é necessário fazer um cálculo adequado e detalhado para um possível reforço.

As vantagens significativas das barragens de gravidade aligeirada recaem sobre a diminuição do volume de material utilizado, da diminuição das subpressões através das galerias e da diminuição da temperatura devido à libertação do calor de hidratação.

A barragem de Bemposta situada no escalão de jusante do Douro Internacional é um exemplo de barragens de gravidade aligeirada, pois possui uma grande galeria assimétrica na base que também funciona como grande dreno. Considera-se como uma barragem arco-gravidade com curvatura em planta com cerca de 130 m de raio, o jorramento do paramento de jusante é de 0,5 na horizontal para 1,0 na vertical e o ângulo ao centro máximo à cota do coroamento é de 110° . O corpo da barragem tem cerca de 87 m de altura acima da fundação, 297 m e 3,5 m quanto ao comprimento e à largura do coroamento e forma utilizados cerca de 316 mil m^3 de betão [100].

Esta barragem difere da maioria das barragens construídas em Portugal devido á enorme galeria que tem mais de 20 m de altura.

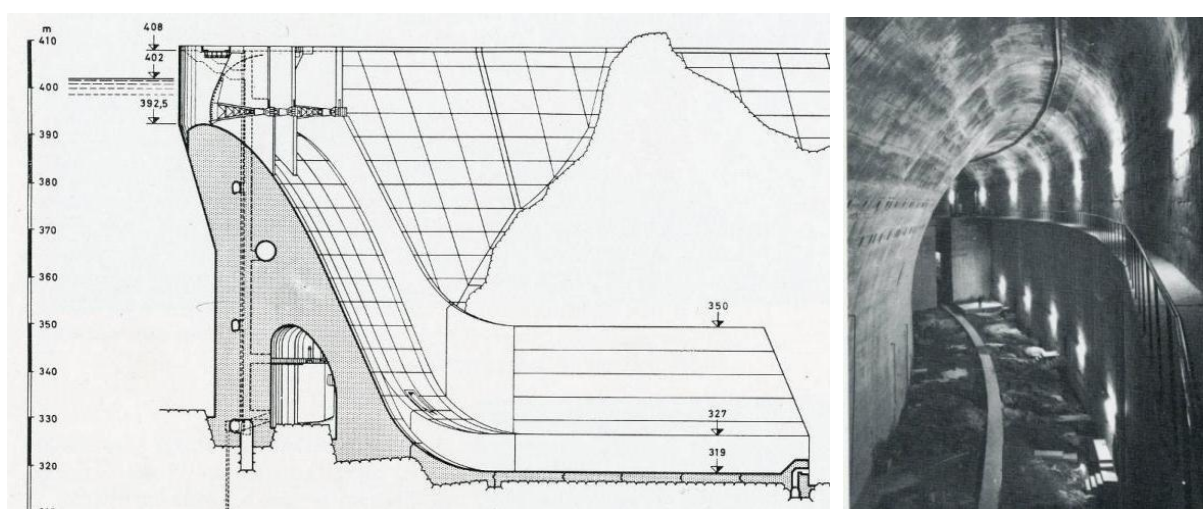


Figura 2.35 - Vista da galeria e secção devidamente cotada da barragem de Bemposta (Portugal, 1964)

Quanto à estabilidade a EDP afirma que “as condições de segurança são excelentes” devido à ausência de tracções no paramento, aos reduzidos esforços de corte e às tensões de compressão que são inferiores e 3,0 MPa.

O descarregador da barragem que está disposto sob a mesma, é constituído por 4 comportas de 24 m de comprimento e com um peso de 125 ton, que são suportadas por pilares acima do lábio do descarregador.

No Douro Nacional, após três escalões – Pocinho (1982), Valeira (1975) e Régua (1973) - encontra-se a barragem de Carrapateiro. Ao contrário do que aconteceu no Douro Internacional, aqui a existência de aglomerados urbanos e de importantes vias de comunicação impôs limites nas albufeiras, conduzindo a um escalonamento dos aproveitamentos que garantisse a utilização integral da queda de todo o Douro Nacional.

As barragens de Carrapateiro e de Crestuma-Lever constituem o Baixo Douro onde se verifica uma diferenciação ao longo do seu desenvolvimento sob o ponto de vista geológico e silvícola [15].

A barragem de Carrapateiro não tem, aparentemente, a forma de uma barragem gravidade aligeirada como indicada na figura 2.33. Os pilares facilmente visíveis, apenas têm a função de apoio para a via de comunicação que se sobrepõe e principalmente para as comportas. No entanto, é também compreensível que as comportas permitam que o nível de água da albufeira seja superior (cerca de 17 m acima do copo da barragem) e essa pressão hidrostática seja suportada pelo conjunto de contrafortes.



Figura 2.36 - Vista geral da barragem de Carrapatelo (Portugal, 1972) [85]

A barragem de Carrapatelo foi o primeiro empreendimento a ser construído no troço nacional do rio Douro em 1965 e a obra foi terminada em 1972.

A secção da figura evidencia que é uma barragem gravidade aligeirada pois tem uma grande galeria circular junto á fundação. Nas suas características destacam-se o comprimento do coroamento de 400 m, a altura acima da fundação de 57 m e o volume de betão utilizado que atinge os 190 mil m^3 [100].

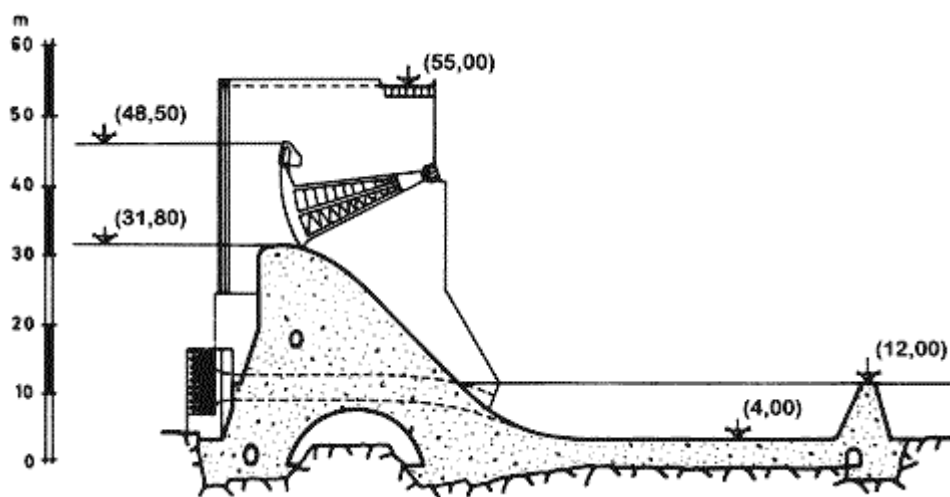


Figura 2.37 - Secção da barragem de Carrapatelo (Portugal, 1972) [86]

Assim como todas as barragens do Douro Nacional, a barragem de Carrapatelo possui uma eclusa de navegação e também uma eclusa de peixes. O elevado desnível a vencer na eclusa de navegação (35 m), dos maiores a nível mundial, levantou alguns problemas relacionados com o enchimento da eclusa, principalmente pelas consequências que resultam do fenómeno da cavitação. Por se tratar da primeira realização a nível nacional foi necessário conhecer os pormenores de projecto de outras obras realizadas e o resultado das observações das suas condições de funcionamento. Para que as oscilações resultantes do disparo não atingissem amplitudes nocivas á segurança da navegação, introduziram-se aberturas verticais no muro do lado do rio no anteporto de jusante da eclusa e impuseram-se condicionamentos à operação de paragem dos grupos geradores em caso de incidente.



Figura 2.38 - Eclusa de navegação da barragem de Carrapatelo (Portugal, 1972) [87]

2.3.4.3 Barragem Gravidade de Contrafortes (Buttress Dam)

As Barragens de Gravidade de Contrafortes foram inicialmente desenvolvidas em locais onde os materiais eram onerosos e escassos, mas em que a mão de obra local era abundante e ao mesmo tempo barata.

A clássica barragem de contrafortes apresenta, geralmente, uma “laje” de betão com declive para montante, que é responsável pela impermeabilização e pela transmissão das acções aos contrafortes. É uma barragem do tipo gravidade aligeirada e a estabilidade à acção da massa de água sobre o paramento de montante é assegurada através da mobilização do seu peso e da existência de contrafortes. A utilização de contrafortes, como elementos transversais à secção, contribuem para a redução do volume de betão, para dissipação do calor de hidratação e para a diminuição das subpressões na base.

A sua utilização é recomendável nos vales largos, com baixo declive, e com um bom solo de fundação pois a reduzida área de contacto entre o contraforte e o solo sobrecarregam a fundação com pressões elevadas. Uma das vantagens na construção deste tipo de barragens é a diminuição do volume de betão a ser utilizado, mas a qualificação técnica e as complexas cofragens que a obra requer aumentam de forma significativa o custo final da barragem.

Na figura seguinte é possível observar a secção e a planta de uma barragem com contrafortes, bem como os elementos estruturais que a constituem.

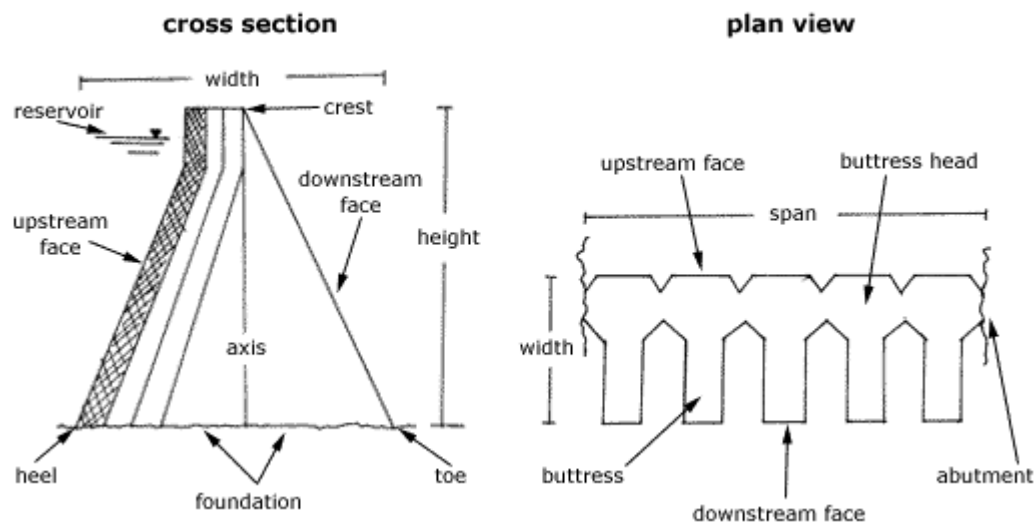


Figura 2.39 - Seção e Planta de uma barragem gravidade com contrafortes [88]

De forma resumida apresentam-se as virtudes e fraquezas que se tornam visíveis nas barragens de contrafortes:

- A pressão da água no paramento de montante inclinado aumenta a estabilidade da estrutura;
- O levantamento pela base diminui, devido à drenagem livre que existe entre os contrafortes;
- Geralmente pequenas infiltrações de água não põem em risco a segurança das barragens;
- Quantidade de material a utilizar reduzido, em comparação com outros esquemas estruturais;
- Exige-se mão de obra altamente qualificada, aumentando os custos finais;
- Quando a barragem tem uma dimensão longitudinal apreciável, os esforços distribuem-se de forma complexa;
- É possível introduzir pré-esforço nos contrafortes para aumentar a estabilidade.

O Douro Internacional tem diversos tipos de barragens e a barragem de Miranda constitui um exemplo de barragens com contrafortes.

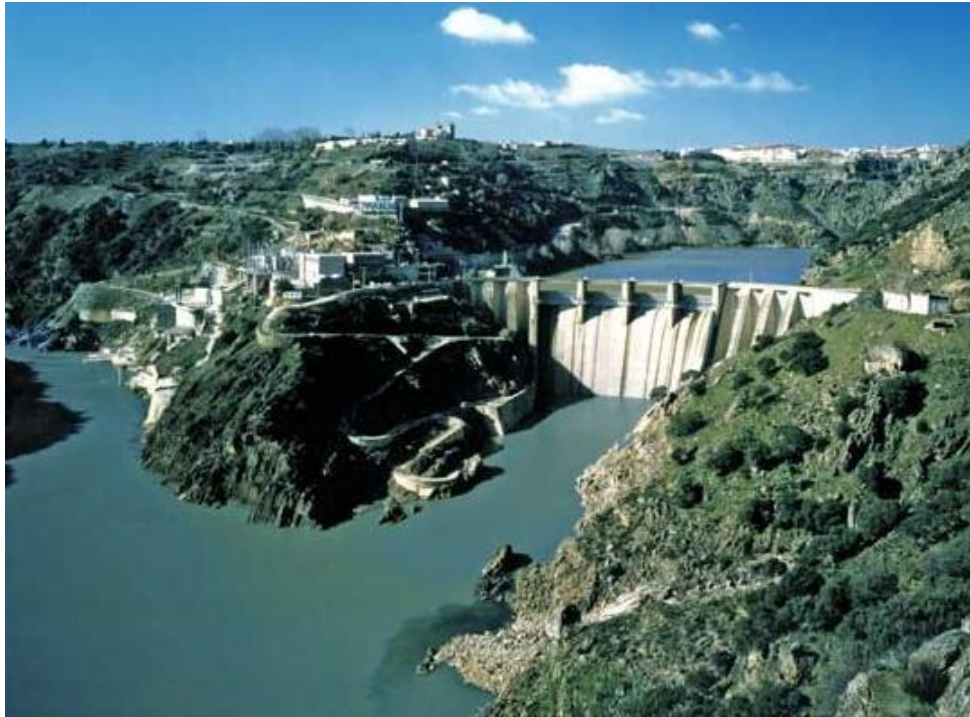


Figura 2.40 - Vista geral da barragem de Miranda e do rio Douro (Portugal, 1960) [89]

A sua implantação, em pleno rio Douro, fez-se numa zona onde o rio muda bruscamente a sua direcção formando um ângulo de 45° .

Os contrafortes apresentam uma cabeça maciça em forma de diamante, com uma ligeira curvatura em planta e a jusante, a cabeça maciça situada apenas na zona central permite formar o paramento contínuo da soleira descarregadora que é revestida por uma espessa camada de betão.

A barragem de Miranda tem uma altura acima da fundação de 80 m, um comprimento no coroamento de 263 m e forma utilizados 240 mil m^3 de betão [100] .

O jorramento do contraforte a montante é de 1,0 na vertical para 0,44 na horizontal e a jusante o jorramento na horizontal aumenta para 0,5.

Além disso o espaçamento entre os eixos dos contrafortes é de 14,5 m, a espessura dos contrafortes não galgáveis é de 5,5 m e a dos galgáveis varia entre os 6,43 m e 7,20 m.

O descarregador está sob a barragem, é constituído por 4 vãos de 24 m e estes, para o controlo do nível de água, possuem comportas com 8,73 m e 120 ton. Estas comportas estão apoiadas nos pilares que são o prolongamento da alma dos contrafortes e estes pilares têm também o objectivo de apoiar o viaduto situado no coroamento da barragem.

A estabilidade da barragem é conseguida através dos contrafortes e assim o dimensionamento das cabeças de montante, da inclinação do paramento e do espaçamento entre o eixo dos contrafortes foi feito de forma a limitar as tensões de compressão em 3,0 MPa e evitar as tensões de tracção.

Segundo as acções consideradas e os métodos de cálculo utilizados os resultados obtidos conduziram a um elevado valor de segurança, principalmente na segurança ao derrubamento.

De forma conclusiva, as tensões máximas transmitidas á fundação são de 2,4 MPa, as tensões máximas de compressão de betão são de 3,0 MPa e verificou-se a ausência total de tracções nos campos de tensões dos contrafortes.

Na barragem de Miranda nem sempre é possível identificar os contrafortes, principalmente na zona central, pois o descarregador de cheias, constituído por uma laje de betão cobre-os na sua totalidade.

As barragens de contrafortes comuns têm geralmente uma geometria diferente onde se torna mais evidente identificar os contrafortes, como ocorre no caso da barragem do Caia.

A referida barragem está situada no rio Caia, a oeste de Campo Maior no distrito de Portalegre, e tem como principais objectivos o fornecimento de água aos campos agrícolas e a outras actividades económicas, o abastecimento às populações vizinhas e a produção de energia eléctrica.



Figura 2.41 - Vista de jusante da barragem de Caia (Portugal, 1967) [90]

É constituída por duas grandes zonas: na margem direita do rio Caia é constituída por uma zona de aterro e a zona de betão preenche o leito do rio bem como a margem esquerda totalizando os cerca de

950 m de comprimento no coroamento. A zona dos contrafortes tem cerca de 500 m de comprimento e é constituída por 25 contrafortes e as dimensões referidas indicam que é uma obra de referência em Portugal na sua especialidade. Apesar de não ser a maior barragem em altura, é sem duvida a barragem de contrafortes onde foi utilizado o maior volume de betão, totalizando cerca de 181,7 mil m³. Possui cerca de 11 m de largura no coroamento, 52 m de altura acima da fundação, e o solo é constituído por xisto e granito [97].

A barragem gravidade de contrafortes geralmente não apresenta curvatura em planta, e como indica e figura 2.39 o eixo que define o coroamento é um alinhamento recto em ambas as zonas da barragem. Em casos especiais e, devido ao avanço tecnológico e construtivo, já são construídas estruturas com elevadas dimensões que não seguem a generalidade referida, como ocorre no caso da barragem de Itaipu.

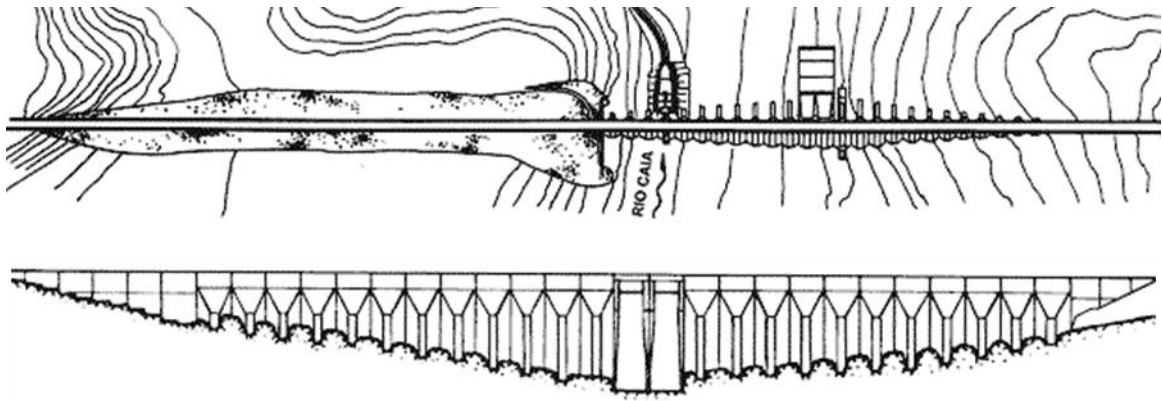


Figura 2.42 - Planta e desenho de jusante da barragem do Caia (Portugal, 1967) [91]

A barragem de contrafortes de maior altura em território nacional é a barragem de Pracana. A sua construção foi iniciada em 1948 e terminada em 1951, possui uma altura de 60 m e 245 m de comprimento no coroamento. A central imediatamente a jusante equipada com dois grupos geradores permitem que uma das suas funcionalidades seja produzir energia hidroelétrica.



Figura 2.43 - Vista de jusante da barragem de Pracana (Portugal, 1951)

A barragem foi sujeita ao longo de décadas a processos de deterioração severos, principalmente devido à reacção álcalis-sílica do betão, que induziu em fissuração intensa e deslocamentos irreversíveis em toda a estrutura. Foi assim realizada uma avaliação cuidadosa da segurança estrutural da barragem e foi possível interpretar adequadamente o seu comportamento. A intervenção foi realizada devido à deterioração progressiva da barragem e à insuficiente capacidade de descarga do descarregador de cheias. A intervenção consistiu na colocação de uma membrana de impermeabilização na face de montante do paramento no fecho das fissuras de betão, na construção plinto ao longo do contacto da barragem com a fundação, no tratamento de consolidação da fundação e na execução de uma cortina de drenagem na fundação, por montante.

2.3.4.4 Barragem Arco-Gravidade (Arch-Gravity Dam)

As barragens arco-gravidade como o nome indica, correspondem a barragens gravidade e que apresentam uma curvatura significativa em planta.

Assim as acções actuantes são simultaneamente transmitidas à fundação e aos encontros por ser uma barragem gravidade e ao mesmo tempo ser uma barragem em arco. Em comparação com uma barragem gravidade o volume de betão utilizado é inferior, assim os problemas relacionados com o calor de hidratação do betão diminuem. Além disso como o arco dá a estrutura um efeito estabilizador o peso próprio da estrutura pode ser inferior, diminuindo as dimensões da base da barragem e como consequência diminuem também as subpressões.

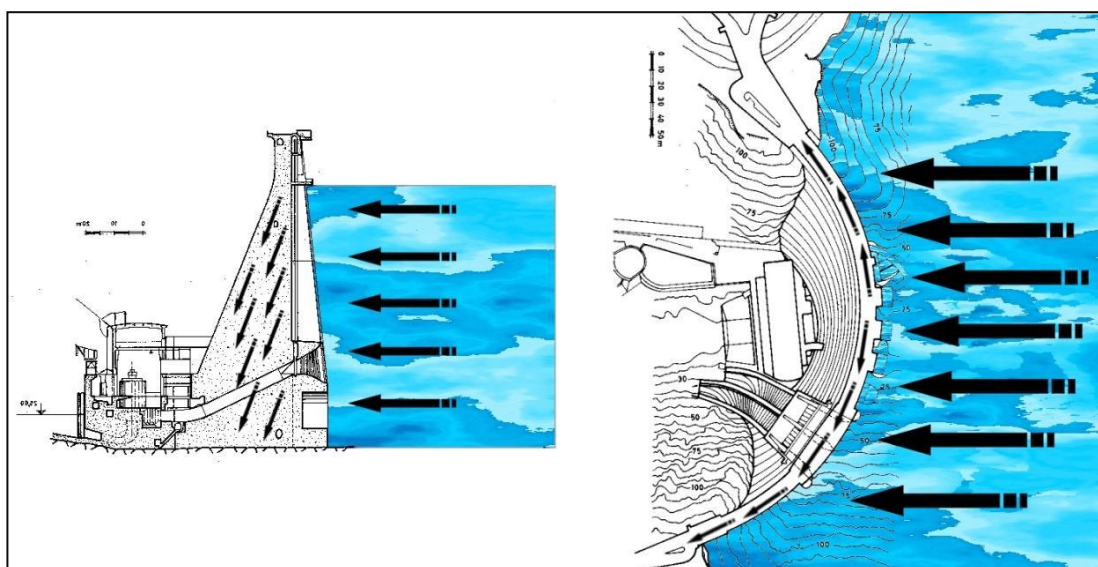


Figura 2.44 - Transmissão de forças de uma barragem Arco-Gravidade

Em território nacional, a barragem Castelo de Bode tornou-se numa das mais importantes barragens portuguesas, essencialmente por ser uma das mais altas construções de Portugal.

A sua construção terminou em 1951, situa-se no rio Zêzere e tem como principais funções o abastecimento de água da cidade de Lisboa, produção de energia eléctrica, controle de cheias e algumas actividades recreativas.



Figura 2.45 - Vista geral da barragem Castelo de Bode (Portugal, 1951) [92]

Esta barragem arco-gravidade tem 115 m de altura acima da fundação, tem um comprimento no coroamento de 402 m, as espessuras variam de 5 m no coroamento para 30 m na base, e foram utilizados cerca de 430 mil m^3 de betão.

Aparentemente segundo a sua secção é uma barragem gravidade (figura 2.45), mas após uma análise em planta é possível verificar que de facto é uma barragem arco-gravidade. Assim o raio de curvatura é constante e como consequência o paramento de montante é vertical e a relação entre a espessura na base e a altura é inferior ao valor habitual das barragens gravidade.

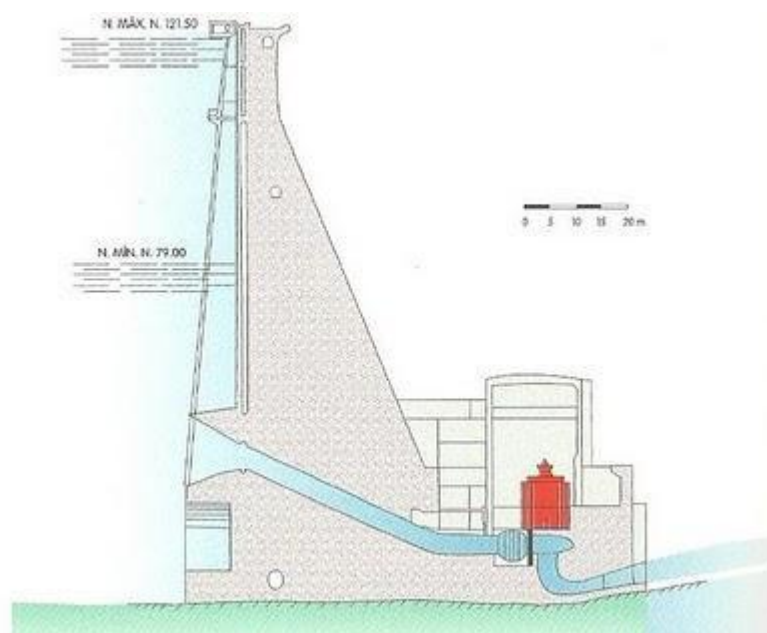


Figura 2.46 - Secção transversal da barragem de Castelo de Bode (Portugal, 1951)

Na planta da barragem de Castelo de Bode é observável o raio constante ao longo do seu desenvolvimento.

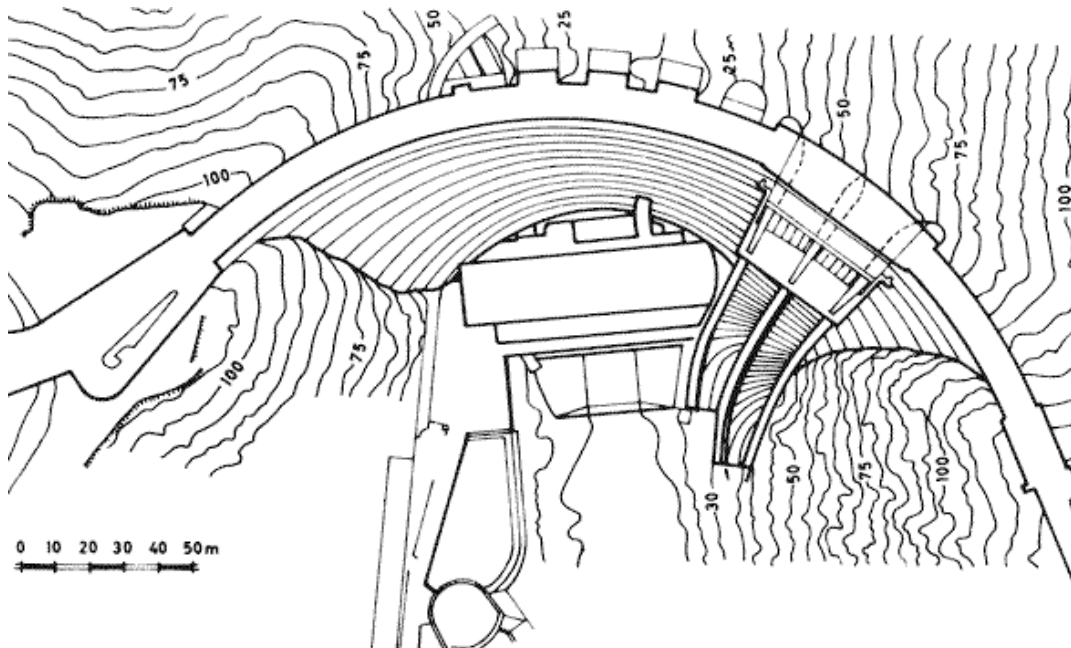


Figura 2.47 - Planta da barragem de Castelo de Bode (Portugal, 1951) [93]

2.3.4.5 Barragem Abóbada (Arch Dam)

Uma barragem quando apresenta dupla curvatura, ou seja, quando tem curvatura no eixo vertical e no eixo horizontal, é classificada como barragem em abóbada.

Este tipo de estruturas é mais complexa do ponto de vista do projecto, construção e análise já que apresentam uma geometria muito variável e são estruturas muito esbeltas. Deste modo, como o volume de betão utilizado é inferior ao tipo de barragens analisando anteriormente, exige-se também que o betão e a fundação em barragens abóbada apresentem uma resistência mecânica superior.

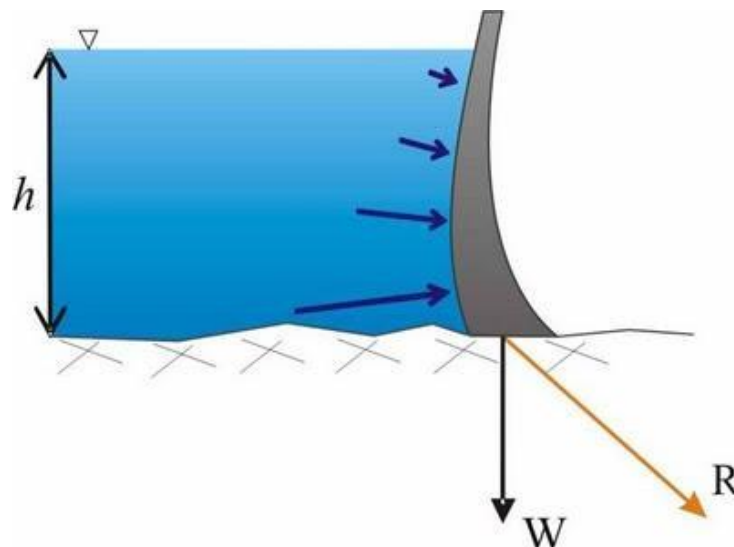


Figura 2.48 - Secção de uma barragem abóbada e distribuição da pressão hidrostática [94]

Consegue-se obter estruturas muito esbeltas e com uma elevada altura, já que as acções são totalmente transmitidas aos encontros da barragem pelo efeito do arco, daí a necessidade de uma resistência elevada na fundação. Tem de se garantir também a segurança quanto à orientação e à resistência das descontinuidades da fundação, principalmente na zona dos encontros, de forma a que seja assegurada a estabilidade global.

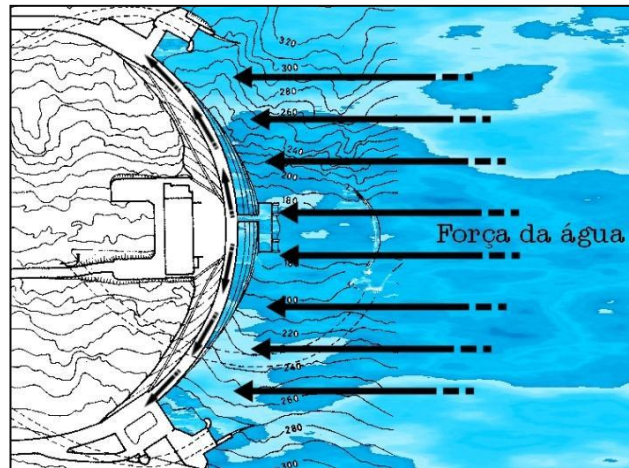


Figura 2.49 - Transmissão das forças aos encontros de uma barragem Abóboda

Assim a barragem resiste às forças horizontais, não pelo peso próprio, mas devido à sua forma geométrica [44].

O construtor de barragens francês Coyne escreveu: *“When you think well about it, then it is clear that it is much more rational for the stability of a structure to be provided by means of its suitable form rather than by its weight”* [9].

São geralmente utilizadas em zonas onde a topografia é irregular, em vales estreitos e onde a rocha de fundação apresente uma resistência elevada.

Como referido os aspectos topográficos e geológicos são fundamentais para a avaliação de um vale para a construção de uma barragem. Geralmente, uma forma simples de definir a forma de um vale é através da relação corda/altura (L/h) á cota do coroamento. Quando esta relação é inferior a 3 o vale é designado por garganta, se a relação estiver entre 3 e 6 o vale é considerado estreito, se se for superior a 6 é designado de vale largo.

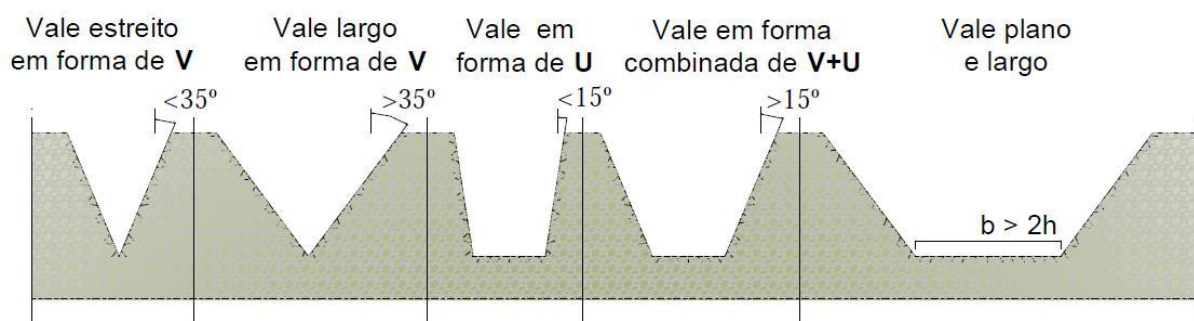


Figura 2.50 - Classificação dos vales para construção de barragens

Quando a relação vão/altura é inferior ou igual a 5 é geralmente adequada a utilização de barragens do tipo abóbada, mas por vezes é necessário recorrer a encontros artificiais [100]. É o caso da barragem de Alqueva que tem uma relação vão/altura próxima de 5 e por isso foi construída uma abóbada espessa e com encontros artificiais.

Quando a relação vão/altura é superior a 4 deve ponderar-se a adopção por barragens do tipo gravidade ou arco-gravidade.

Das estruturas que compõem o Douro Internacional, a barragem de Picote não aparenta ser uma barragem abóbada devido à laje espessa que constitui o descarregador e isso impede ver o corpo da barragem. O mero observador da estrutura pode concluir facilmente que é uma barragem gravidade com contrafortes ou aligeirada.



Figura 2.51 - Vista superior do descarregador da barragem de Picote (Portugal, 1958) [95]

A barragem do Picote foi o primeiro aproveitamento hidroelétrico a ser construído no Douro Internacional, tendo sido inaugurada em 1958. O aproveitamento está localizado entre duas margens muito abruptas, praticamente verticais, principalmente abaixo da cota 475.

Já no corpo da barragem, a corda do coroamento entre encontros tem 92,3 m, o raio de curvatura de montante varia entre os 85,4 m e os 54,5 m, a altura desde a fundação é de 100 m, a espessura na base da consola central é de 17,5 m e foi utilizado um volume de betão de 205 mil m³.

A barragem de Picote difere de todas as demais barragens em Portugal porque, a jusante possui uma estrutura de contrafortes que dão apoio a uma laje espessa de betão que constitui a soleira e o salto de “ski” do descarregador. O descarregador é dividido em quatro vãos que estão providos de comportas para controlo do nível de água e permitem no total um caudal próximo dos 10.000 m³/s.

Através da secção da barragem indicada na figura 2.49 é possível observar a abóbada e os demais componentes estruturais de Picote.

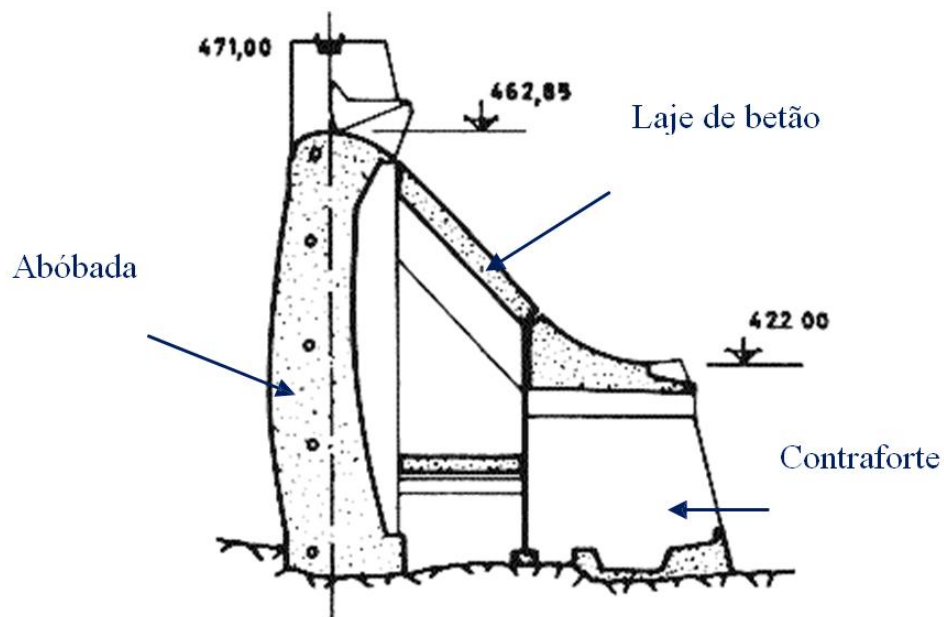


Figura 2.52 - Secção transversal da barragem de Picote (Portugal, 1958) [96]

Em território nacional destaca-se a construção da barragem do Alto Lindoso, terminada em 1992, que é uma grande obra da engenharia portuguesa, e demarca-se das demais principalmente pela localização da central eléctrica a 340 m de profundidade. A boa forma do vale e boa qualidade da rocha de fundação no local apontaram para a escolha de uma barragem do tipo abóbada de dupla curvatura, em que os impulsos hidrostáticos seriam directamente descarregados sobre a fundação, sem recursos a apoios artificiais. Esta estrutura tem uma altura de 110 m, um comprimento no coroamento de 297 m, foi utilizado um volume de betão de 308 mil m³ e 10 000 ton de aço.



Figura 2.53 - Vista geral da barragem Alto Lindoso (Portugal, 1992)

2.3.4.6 Barragem de Abóbada Múltipla (Multiple-Arch Dams)

Nas barragens de abóbada múltipla a estabilidade global é conseguida através dos contrafortes situados entre os arcos, enquanto que a estabilidade local de cada vão é assegurada pelos diferentes arcos ao longo do desenvolvimento da barragem. Estas barragens transmitem as acções de forma semelhante às barragens do tipo abóbada, apenas com a diferença que neste caso existe mais do que um arco e os esforços são transmitidos á fundação através dos contrafortes.

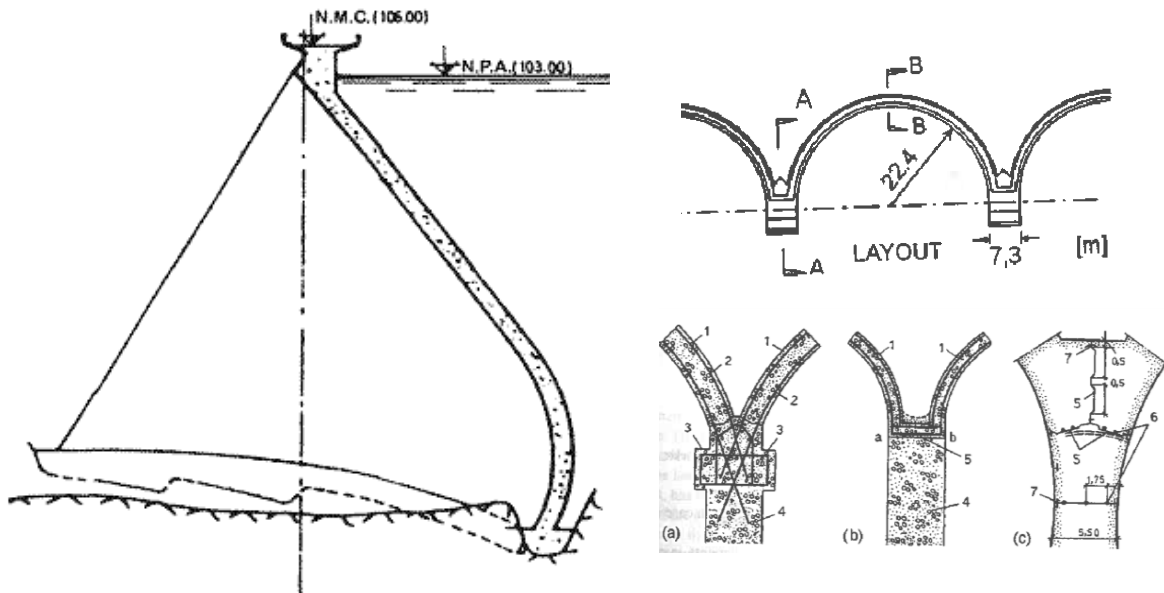


Figura 2.54 - Secção transversal e longitudinal de uma barragem de abóbada múltipla

Este tipo de estruturas é vantajoso pois permite uma redução de 60% do volume de betão em comparação com as barragens gravidade e uma redução menos significativa em comparação com as barragens gravidade com contrafortes [44].

Para definir os sucessivos arcos é necessário, para uma dada altura, determinar o espaçamento entre os contrafortes, o raio de curvatura e o ângulo central dos arcos, minimizando o volume de betão a utilizar.

Assim como no caso das barragens com contrafortes exige-se que nas barragens de abóbada múltipla a fundação apresente uma resistência elevada ao longo do desenvolvimento da barragem para evitar os assentamentos diferenciais, que podem causar graves problemas estruturais nos arcos.

Raramente são construídas devido á sua difícil execução, bem como á sua fraca adaptação aos assentamentos não uniformes [32].

Em Portugal estão em funcionamento duas barragens de abóbada múltipla que são referência mesmo em território estrangeiro neste tipo de estruturas: a barragem da Aguieira e a barragem de Odivelas.

A barragem da Aguieira está situada em pleno rio Mondego e entrou em actividade no ano 1981.

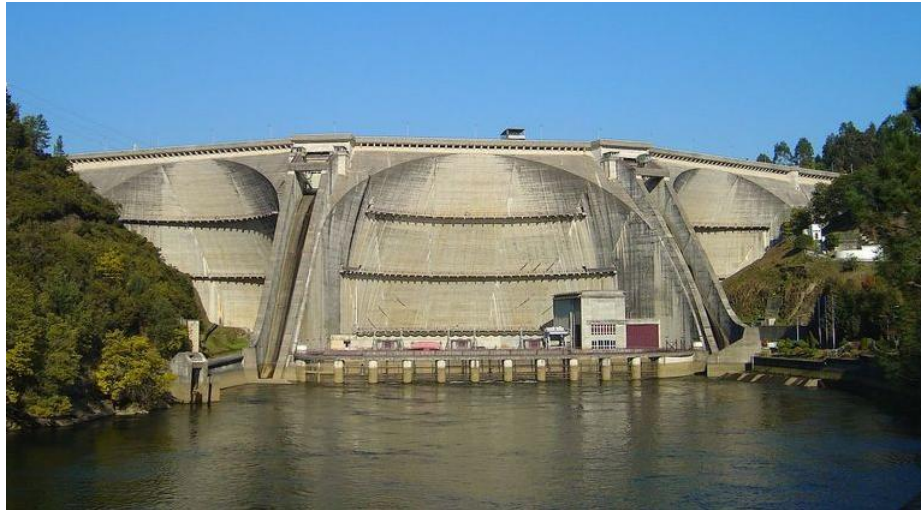


Figura 2.55 - Vista de jusante da barragem da Aguieira (Portugal, 1981) [97]

É constituída por três arcos e por dois contrafortes centrais onde se localizam os descarregadores de cheia. A sua altura acima da fundação é de 89 m, o comprimento do coroamento é de 400 m e foi utilizado um volume de betão de 365 mil m³.

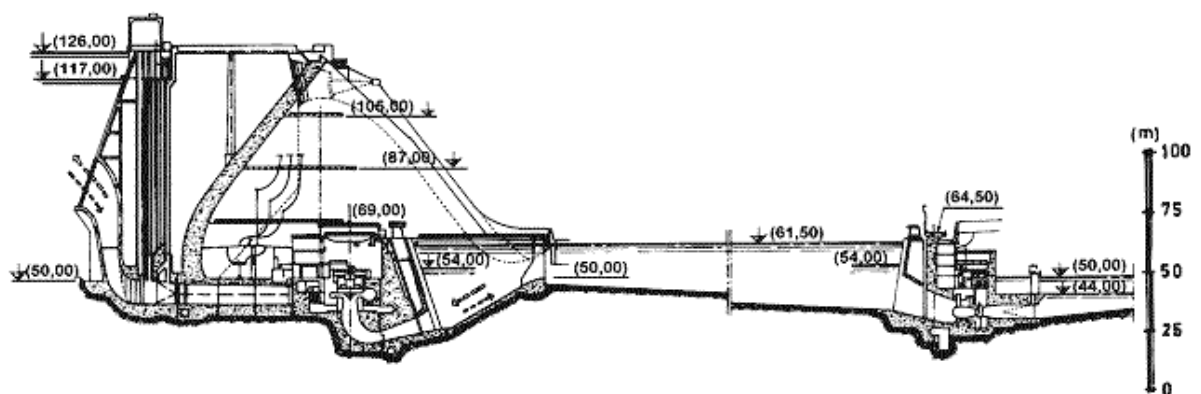


Figura 2.56 - Secção transversal da barragem da Aguieira (Portugal, 1981) [97]

3

ANÁLISE ESTÁTICA DE BARRAGENS**3.1 INTRODUÇÃO**

A forma estrutural de uma barragem desempenha um papel fundamental no projecto pois as acções são suportadas apenas pela resistência do material que a constitui.

No caso do betão, a resistência à compressão é elevada, mas em contrapartida, a resistência à tracção é baixa, o que indica que no caso das barragens é a resistência à compressão do betão que possibilita a estabilidade estrutural.

Portanto a forma ideal para uma barragem de betão será aquela em que as tensões de tracção são nulas e em que as tensões de compressão são máximas no corpo da barragem, para um dado carregamento.

No caso de uma barragem abóbada esta corresponderá ao aproveitamento óptimo do material e à solução mais económica, mas para isso apenas têm de se manter as tensões de compressão em todo o betão. Teoricamente é possível satisfazer a condição acima se a barragem tiver a forma de um anti funicular do carregamento (pressão hidrostática e peso próprio) e se a espessura variar de acordo com as forças de membrana não haverá momentos flectores e consequentemente as tensões mantêm-se ao longo da espessura [41]. É no entanto importante de salientar que, ao contrario de uma distribuição de uma carga sobre uma linha, para uma carga distribuída sobre uma superfície há uma infinidade de formas funiculares.

Segundo a sensibilidade que a experiência confere, os projectistas de barragens definem uma forma inicial de uma barragem abóbada próxima da forma óptima do ponto de vista da segurança e economia, mas é importante proceder a correcções para se chegar a forma óptima de acordo com os critérios de tensões, para as diferentes combinações de acções e diferentes fases de construção. A forma final tem de satisfazer a estabilidade e a segurança às diferentes acções em diferentes ocasiões após a construção, onde se inclui o período em que a albufeira está na altura máxima, a meia altura e quando está vazia.

Devido à complexa geometria de uma barragem abóbada é difícil obter uma forma exacta de uma já construída, devido às formulações matemáticas exigidas. Por isso os métodos de análise são métodos aproximados, com algumas simplificações [44].

Como seria de esperar o método de análise estática difere nas barragens tipo gravidade, arco-gravidade e em abóbada. Além da pressão hidrostática e peso próprio, as variações de temperatura podem causar forças internas significativas, no caso de sistemas estaticamente indeterminados. No caso de barragens em arco podem ser originadas possíveis deformações nas margens e no fundo do reservatório devido ao peso e à pressão da água, influenciando a estabilidade do corpo.

Os métodos de análise estática geralmente têm como função determinar as deformações e as tensões para determinada forma da estrutura.

Existem da mesma forma métodos de análise dinâmica que não serão abordados nesta tese de mestrado, mas que poderão ser desenvolvidos futuramente.

Neste capítulo inicialmente serão examinados os diferentes métodos de definir a forma de uma barragem gravidade e depois considerados alguns métodos de análise de barragens.

Quanto à forma, as barragens abóbadas eram inicialmente definidas segundo formas circulares [31]. De seguida foram adoptadas formas elípticas e parabólicas verificando-se um decréscimo do raio de curvatura dos arcos à medida que nos aproximamos da secção média.

Alguns autores defendem que as soluções do tipo membrana podem fornecer informações úteis de pontos de partida para estudos mais abrangentes. Nesse método, ao contrário dos anteriormente referidos, a elasticidade da fundação bem como as tensões de flexão podem ser incluídos num conjunto de restrições e são considerados alguns critérios geométricos como a espessura [31].

3.2 DEFINIÇÃO DA FORMA DE BARRAGENS GRAVIDADE

Inicialmente pensava-se que a melhor forma para as barragens gravidade era a forma trapezoidal, com uma largura considerável em comparação com a altura. Com o surgimento de novos métodos de dimensionamento foram implementadas algumas correcções na forma das barragens.

Geralmente as dimensões da secção transversal de uma barragem são obtidas por meio de uma análise estática, supondo que existe um estado plano de tensão e de deformação [44].

Isto implica que a análise se realize a duas dimensões considerando que a estrutura tem, longitudinalmente, uma unidade de comprimento.

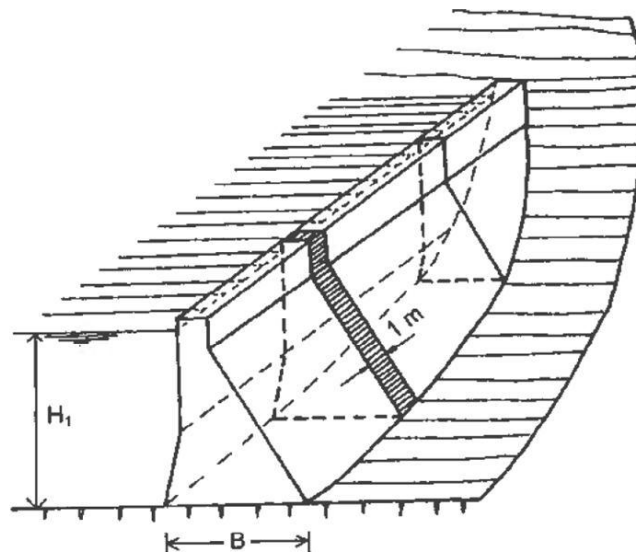


Figura 3.1 - Desenho tridimensional de uma barragem gravidade

A combinação das forças verticais e horizontais estáticas que actuam sobre o corpo da barragem serão equilibradas pela reacção resultante equivalente e oposta que deriva da reacção vertical e da resistência horizontal da fundação.

De seguida serão apresentados dois modelos distintos de definir a secção de uma barragem gravidade.

3.2.1 MODELO 1

Inicialmente será considerado o modelo teórico básico onde a barragem apresenta uma unidade de comprimento longitudinal, e com a secção triangular tem uma altura H e uma largura na base B como indica a figura 3.2.

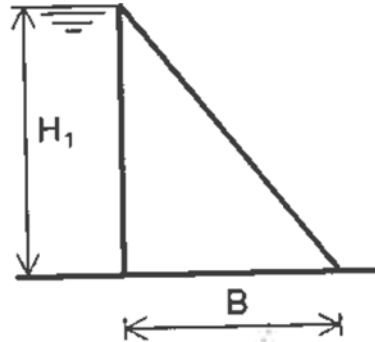


Figura 3.2 - Secção da barragem gravidade

Supõe-se que a água atinge o topo do triângulo e despreza-se a acção da água no paramento de jusante. Além disso como o betão tem um bom comportamento à compressão e um mau comportamento à tracção é conveniente que apenas ocorram tensões de compressão em toda a secção, e para tal é necessário que a resultante das forças aplicadas se localize no núcleo da secção, que se encontra desde o bordo de montante até a distância de $B/3$.

Assim a optimização deste modelo consiste em minimizar o valor de B de tal forma que não ocorram tensões de tracção na secção ou que apresentem valores muito baixos e assegure a estabilidade do deslizamento pela fundação.

Alguma bibliografia apresenta fórmulas para determinar o valor de B em função de algumas variáveis como o coeficiente de atrito, da altura, do peso volúmico dos materiais, etc. É no entanto comum que a relação entre a altura (H) e a largura da base (B) varie entre os valores do intervalo.

A secção é geralmente dividida em camadas horizontais (por exemplo: 0, 0.25H, 0.5H, 0.75H e H) e a largura da camada é determinada para cada camada a partir do bordo.

Quando ocorrem algumas tensões de tracção é conveniente também inclinar a face de montante e efectuar novamente os cálculos [44].

3.2.2 MODELO 2

Uma outra forma de definir a forma da secção de uma barragem gravidade é por atribuição de parâmetros (b_1, b_2, b_3, b_4, b_5) a uma secção que não é triangular, mas apresenta inclinação no paramento a montante e a jusante. Este é geralmente um método usado na prática, pois é mais comum a construção das barragens gravidade com a secção da figura 3.3.

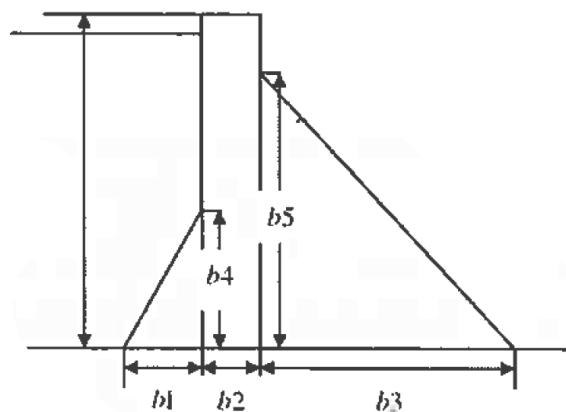


Figura 3.3 - Secção da barragem gravidade

Da mesma forma, é conveniente que toda a secção da barragem apresente apenas tensões de compressão devido ao comportamento do betão.

Assim a optimização da secção anterior irá depender dos parâmetros geométricos definidos, e é relativamente mais complexa de definir.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

Para uma análise estática além de definir os materiais que constituem o modelo é necessário estabelecer as acções aplicadas ao corpo da barragem bem como ao nível do maciço de fundação.

As acções são carregamentos que actuam directamente sobre a estrutura, podem estar traduzidas por forças mássicas, forças concentradas, efeitos térmicos, pressões, assentamentos de apoio, bem como velocidades e acelerações no caso de análise dinâmica. A distribuição dessas acções na estrutura bem como as suas diferentes combinações designam-se por casos de carga. É assim essencial definir as acções essenciais e as combinações possíveis e mais gravosas para a estabilidade da barragem. Segundo o Eurocódigo 1 as acções podem ser de três tipos diferentes: acções quase-permanentes, variáveis e acidentais [17].

As quase-permanentes apresentam valores praticamente constantes ou de pequena variação em comparação com o seu valor médio durante quase toda a vida da estrutura. Estes valores são obtidos através do valor característico e calculados de forma estatística caso se disponham ensaios suficientes ou por uma estimativa cautelosa caso os ensaios não sejam suficientes. São exemplo deste tipo de acções o peso próprio da barragem, a acção de sedimentos ou a acção do pré-esforço. No entanto para uma fase inicial no desenvolvimento do tema da dissertação a única acção-permanente a considerar será o peso próprio.

As acções variáveis, como a própria designação indica, assumem variações significativas em comparação com o valor médio não só quanto á intensidade mas também quanto ao ponto de aplicação. Incluem-se neste tipo de acções a pressão hidrostática nos paramentos, a variação térmica, a acção do gelo ou as subpressões. No caso da presente dissertação serão consideradas a pressão hidrostática só sobre o paramento de montante, que é mais gravoso do que considerara a acção nos dois paramentos, e a subpressão ao nível da fundação.

Devido à sua reduzida probabilidade de ocorrência as acções acidentais não serão consideradas neste trabalho.

3.3.1 PESO PRÓPRIO

O peso próprio corresponde à colocação dos diferentes materiais e equipamentos necessários que variam segundo o tempo (faseamento construtivo), a geometria e o processo construtivo. Estas forças gravíticas correspondem a forças mássicas que dependem dos pesos específicos de cada material ou equipamento.

Como considerado no capítulo 2 existem vários materiais possíveis para o corpo da barragem e por isso os valores característicos irão ser diferentes segundo cada material. Mas, ao contrário de todos os demais materiais, o valor da massa volúmica da alvenaria pode apresentar algumas variações ao longo do corpo da estrutura e ao longo do tempo, devido a efeitos ambientais como a erosão ou a problemas relacionados com a argamassa de ligação.

No quadro 3.1 pretende-se definir os valores de referência do peso específico do betão e alvenaria, que são materiais amplamente utilizados ao longo da história das barragens.

Quadros 3.1 - Peso específico dos materiais utilizados em barragens

Material	Peso Específico (KN/m ³)
Betão convencional	24,0
Betão compactado com cilindros	23,5
Alvenaria	22,0 até 24,0

O estado de tensão sofre variações significativas segundo a fase construtiva da barragem, de que são mais importantes no caso de barragens abóbada do que em barragens gravidade. O estado tensão final irá depender do faseamento da colocação do betão e da evolução do crescimento dos blocos que constituem a barragem [28].

No cálculo do estado de tensão de barragens gravidade sujeitas á acção do peso próprio não se considera o faseamento construtivo, mas para as barragens abóbada já é importante essa consideração.

O peso próprio de uma barragem, do tipo abóbada ou gravidade, assume sempre um caracter estabilizador.

3.3.2 PRESSÃO HIDROSTÁTICA

O valor da pressão hidrostática que actua nos paramentos e sobre a fundação depende dos níveis de água de ambos os paramentos. Os diferentes níveis para a determinação da pressão hidrostática são definidos como nível mínimo de exploração (NmE), de pleno armazenamento (NPA) e nível máximo de cheia (NMC).

Na presente dissertação é desprezada a pressão hidrostática no paramento de jusante, pois tais pressões têm um efeito estabilizador na estrutura, e considera-se que a cota do espelho de água coincide com o NMC (á cota 100).

Na análise de uma barragem a acção da água traduz-se num diagrama de pressões hidrostáticas definido pela expressão 3.1.

$$P_h = \int_0^{h_w} \rho_w \cdot g \cdot y \, dy \quad (3.1)$$

em que ρ_w é a massa específica da água que tem o valor de 1000 Kg/m³ e o peso específico γ_w apresenta o valor de 9,81 KN/m³ ou por simplificação 10 KN/m³.

Considera-se para a presente dissertação que os paramentos das barragens não se encontram fissurados e portanto é desprezável as subpressões no interior das estruturas, considerando as superfícies como impermeáveis.

3.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nas obras de engenharia o maciço de fundação varia segundo as propriedades das rochas do local e influencia o comportamento das estruturas em geral, daí a importância de obter a resistência e o comportamento do maciço.

Para uma análise estática estrutural de uma barragem as principais propriedades do maciço de fundação são o módulo de deformabilidade e os parâmetros mecânicos de resistência à compressão, tracção e corte. Assim os principais parâmetros que caracterizam a resistência mecânica são os valores de resistência à compressão e tracção, o valor característico da coesão, o ângulo de atrito e o módulo de elasticidade [20].

O último parâmetro referido varia segundo a análise pretendida, análise estática ou dinâmica.

As características mecânicas podem ser calculadas através de ensaios in situ ou em laboratório sobre amostras retiradas do maciço de fundação.

A resistência à compressão depende do grau de confinamento e da relação das tensões aplicadas nas diversas direcções. Quando não apresenta confinamento designa-se por resistência á compressão uniaxial [20].

A resistência ao corte da fundação é determinada para averiguar a estabilidade entre a zona de ligação da barragem com a fundação e também no interior da fundação. Como a fundação raramente é homogénea, os planos de deslizamento podem originar-se nas zonas fracturadas, zonas com diferentes materiais e zonas intactas. As zonas intactas mobilizam a sua resistência máxima ao corte para pequenas deformações, enquanto que nas zonas fracturadas são necessárias deformações maiores para a mobilização máxima da resistência ao corte [28].

Por sua vez a resistência á tracção é a propriedade que assume valores mais baixos.

A deformabilidade é geralmente caracterizada pelo módulo de elasticidade E , ou de Young, e pelo coeficiente de Poisson ν . Um maciço que apresente fracturas possui valores do módulo de elasticidade mais baixos do que os do maciço de uma rocha intacta.

Neste caso prático considera-se que o maciço de fundação não possui nenhum tipo de falhas geológica, é constituído apenas por um tipo de material e arbitraram-se o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, já que não se encontra no domínio da dissertação realizar os ensaios para obter os valores característicos.

Uma barragem gravidade de betão deve ser construída de forma a satisfazer os requisitos de resistência estrutural e durabilidade dos materiais durante a vida útil da estrutura, pois as propriedades dos materiais variam com a sua idade. Em resultado disso é importante realizarem-se ensaios sobre provetes diferentes betões e idades.

Para um aumento da estabilidade de uma barragem gravidade é por vezes comum utilizar-se uma inclinação descendente para montante da superfície de contacto betão-rocha.

Além disso as propriedades nas zonas de ligação entre o betão e de outras superfícies, como o maciço de fundação, e as características nas juntas de betonagem são de igual forma importantes, podendo ser parâmetros condicionantes no dimensionamento das estruturas [28].

Nas barragens betão as principais características do material a obter são a massa específica, as resistências mecânicas, os módulos de elasticidade, o coeficiente de Poisson, as propriedades térmicas e as leis de fluência e retracção.

Devido às propriedades que o betão apresenta, verifica-se que as resistências à tracção e ao corte são para a análise estática, parâmetros condicionantes.

No caso do dimensionamento de barragens gravidade a propriedade mais relevante é a resistência à compressão, mas é a tensão de tracção que normalmente condiciona o dimensionamento.

Geralmente a resistência à tracção é obtida a partir da tensão máxima de compressão do betão. Existem autores que defendem que a relação entre a resistência de compressão do betão e a resistência de tracção é de $10/1$ respectivamente. Outros ainda afirmam que a resistência de tracção do betão situa-se entre os 10% a 15% dos valores de compressão máxima [37].

Assim como ocorre no maciço de fundação, os parâmetros que definem a deformabilidade ou elasticidade do betão são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. De referir que o betão não é um material elástico-linear e além disso o gráfico que relaciona as tensões com as deformações apresenta uma forma curva quando as tensões são elevadas [19]. Mas dentro do campo de tensões a que está submetido o seu comportamento é considerado elástico-linear. O módulo de elasticidade varia segundo a quantidades dos constituintes do betão, como os agregados, adjuvantes e a razão água-cimento, mas não é directamente proporcional aos valores da resistência mecânica, apesar de aumentar á medida que a resistência também aumenta.

Na ausência de testes, pode admitir-se o coeficiente de Poisson de 0,2 e o módulo de elasticidade, da fundação e do betão, é de 20 GPa.

3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTÁTICA

3.5.1 MÉTODO DOS ARCOS INDEPENDENTES

De acordo com o método dos arcos independentes, a barragem em abóbada é dividida numa série de arcos horizontais que trabalham de forma independente. Segundo este método a espessura do arco pode ser calculada através da expressão:

$$b = \frac{h_w \gamma_w r_i}{\sigma_p} \quad (3.2)$$

Com a espessura definida é possível obter a tensão de compressão no arco:

$$\sigma_c = \frac{h_w * \gamma_w * r_i}{b} \quad (3.3)$$

Nas equações apenas se considerou a força da pressão hidrostática, de modo que a solução obtida apenas poderia ser utilizada numa fase inicial e outra deficiência essencial é que não leva em consideração a interacção entre os arcos horizontais. Além disso formula-se também a hipótese em que as deformações radiais são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento do arco. No entanto a verdade é que a deflexão do arco implica o aumento progressivo da tensão do betão nos encontros e uma diminuição à medida que nos aproximamos do coroamento da meia secção. Por essa razão e por outras defendidas pelos autores, a espessura do arco nos encontros deveria ser superior à espessura a meio da secção, mas na prática é habitual adoptar-se uma espessura uniforme á cota do coroamento, principalmente se a barragem for do tipo arco-gravidade [44].

O problema da distribuição e quantificação das tensões ao longo do corpo da barragem é de extrema importância para a estabilidade da estrutura. Assim o cálculo da geometria do arco, pode ser calculada através dos métodos da teoria de estruturas, como sistemas estaticamente indeterminados.

Consiste portanto em determinar X_1 e X_2 através do sistema de equações:

$$\begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \delta_{1p} = 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \delta_{2p} = 0 \end{cases}$$

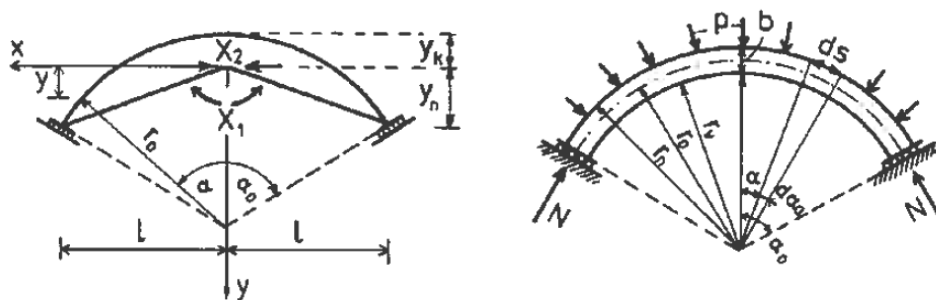


Figura 3.4 - Esquema de cálculo da geometria do arco (Tancev, 2005)

Para este método as variações de temperatura existentes devido ao efeito da temperatura do meio ambiente (da água da albufeira e do ar circundante) é muito importante. A variação uniforme da temperatura ao longo da espessura provoca tensões e deformações análogas à pressão hidrostática, com a diferença que, as solicitações devidas à temperatura, não apresentam uma força externa aplicada.

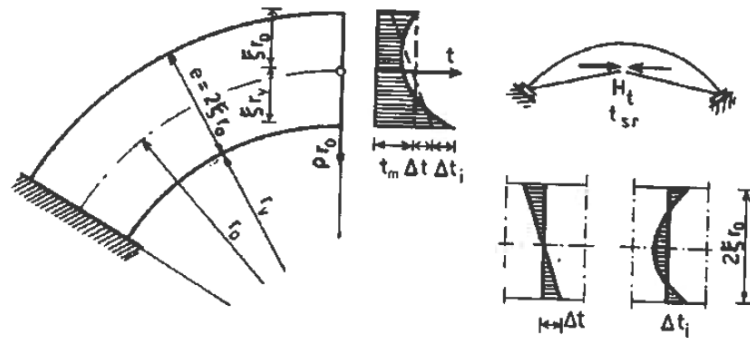


Figura 3.5 - Esquema de calculo das tensões devido á temperatura (Tancev, 2005)

3.5.2 MÉTODO DA CONSOLA CENTRAL

Contrariamente ao método anterior, este leva em consideração a interacção entre a fundação e a barragem e por isso o seu método de análise consiste em dividir a barragem em secções verticais e em arcos na horizontal. O método assume portanto que a pressão hidrostática é suportada pelas secções e pela forma em arco, segundo a sua rigidez [44].

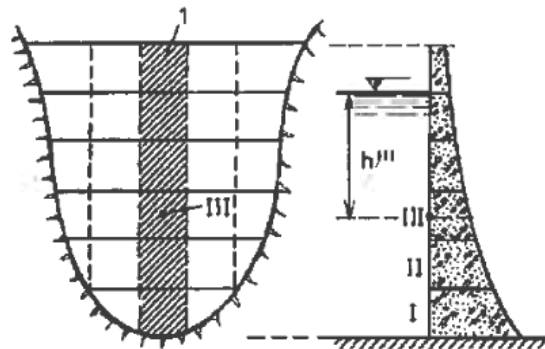


Figura 3.6 - Secção transversal e perfil longitudinal utilizados para o method of central cantilever

Apesar de o perfil longitudinal do corpo da barragem ser dividido em diferentes secções, apenas é analisada a secção central em conjunto com todos os arcos horizontais, pois é a secção que apresenta maiores dimensões.

Como seria de esperar, além da pressão hidrostática, também é possível considerar acções como o peso próprio e temperatura.

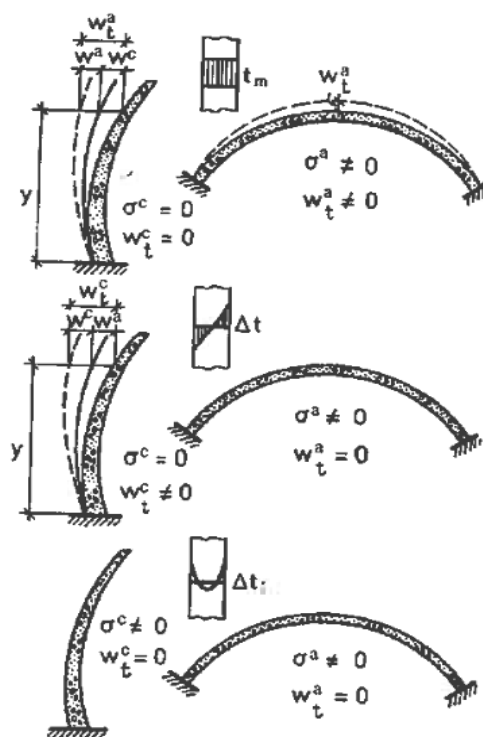


Figura 3.7 - Esquema das deformações devido à temperatura

A figura anterior representa as deformações segundo a variação da temperatura a considerar na espessura do corpo da barragem.

3.5.3 MÉTODO TRIAL-LOAD

De igual forma ao método precedente, o método Trial-Load distribui as acções do corpo da barragem por secções transversais e pelos arcos obtidos do perfil longitudinal.

No método de Trial-Load os esforços na barragem são determinados arbitrando uma distribuição de cargas em dois elementos estruturais: os arcos e as consolas. Com a dita distribuição de cargas os esforços são calculados de forma que as condições de equilíbrio no interior do maciço e no seu contorno sejam satisfeitas.

São determinadas as deformações nos arcos e nas consolas. Se as deformações apresentam defeitos de continuidade, ou seja, se no ponto A pertencente à consola as deformações não coincidirem com as deformações no ponto B que pertence ao plano horizontal, então é necessário modificar a suposta distribuição de carga por introduzir cargas da mesma espécie, ou de outros tipos, que, sem alterar as condições de equilíbrio, restabelecem a igualdade das deformações. Esta falta de continuidade verifica-se, na maior parte dos casos, para a distribuição de cargas inicialmente suposta.

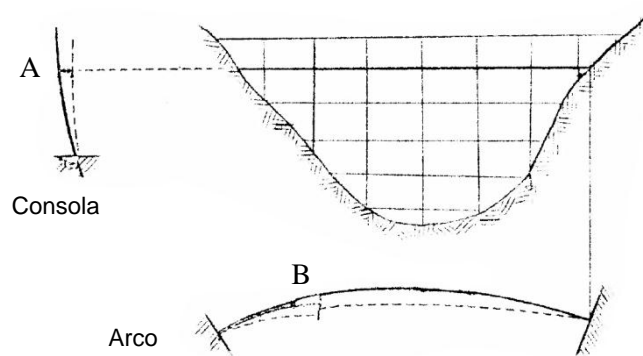


Figura 3.8 - Esquema de base para o método Trial-Load

A uma solução correcta do prolema das tensões e da sua distribuição pode ser inferida através do teorema da unicidade de Kirchhoff na teoria da elasticidade. No entanto estão implícitos alguns factores como as propriedades do corpo da barragem através do módulo de Young e do coeficiente de Poisson, o equilíbrio de tensões e de forças entre os elementos que constituem o volume total e as tensões e deformações nos limites do corpo terão de estar em conformidade com as tensões e deformações impostas.

Apesar da aplicação do método em barragens do tipo abóbada, este método pode também ser aplicado em barragens do tipo gravidade.

De igual forma a barragem é dividida em secções verticais e horizontais interligadas com uma espessura unitária, e a carga aplicada no paramento de montante é distribuída pelas secções de modo que a deformação seja igual em cada ponto de articulação. Este método, no tipo de estruturas referido, é adequado quando devido á inclinação das margens é esperada uma rotação considerável da secção vertical [44]. É portanto normal, que surjam momentos de torção devido á interacção das secções.

Apesar de ter sido desenvolvido já antes da Segunda Guerra Mundial, o método tem bons resultados e o desenvolvimento informático possibilitou uma crescente facilidade de acesso ao método apesar da sua complexidade.

3.5.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos é actualmente uma poderosa ferramenta para a Engenharia pois permite analisar e resolver problemas complexos, anteriormente sem solução aparente.

Apesar de inovador, o MEF apresentava-se como impraticável no caso de análises muito complexas devido ao elevado número de cálculos a efectuar. O avanço computacional tem permitido explorar as reais capacidades do MEF, através de complexos e intuitivos programas de cálculo que além de complexas análises estruturais também têm uma boa apresentação nas interfaces gráficas possibilitando aos projectistas e investigadores uma leitura mais detalhada dos problemas. Assim este método tem merecido especial atenção na Engenharia Estrutural dada a facilidade da sua adaptação ao problema e á facilidade de utilização.

3.5.4.1 Fundamentos do MEF

No domínio da análise estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem a finalidade de determinar o estado de deformação e de tensão de uma estrutura sujeita a acções exteriores.

A sua principal característica recai sobre a divisão de um meio continuo em vários subdomínios de dimensão e forma adequadas, separados por linhas definidas por pontos nodais [52].

Anteriormente a análise dos meios contínuos era efectuada pela resolução directa de equações de derivadas parciais, considerando as necessárias condições fronteira. Após o aparecimento do método das diferenças finitas, que resultou da frequente substituição de derivadas exactas por derivadas aproximadas, foi elaborado o MEF já que o anterior apresentava o inconveniente de requerer a resolução de grandes sistemas de equações lineares.

Frequentemente o MEF resolve estes sistemas de equações diferenciais parciais e transforma-os em sistemas de equações diferenciais ordinárias. Estas podem assim ser integradas numericamente recorrendo a métodos e técnicas matemáticas como os métodos de Runge-Kutta ou de Gauss-Legendre [48].

Apesar das diferentes abordagens ao método que foram propostas, todas elas partilhavam algo em comum, todas implicavam uma discretização do meio inicial através de uma assemblagem de elementos constituindo uma malha. Assim o meio contínuo inicial é modelado como um sistema discreto composto por um número finito de elementos que interagem entre si através de um número finito de nós. Após a divisão é necessário estabelecer os parâmetros da formulação do problema e consequentemente obtém-se o sistema de equações que traduz o comportamento de cada elemento em função das solicitações, da geometria e das características dos materiais utilizados. A equação global é constituída pelos vários sistemas de equações que definem cada elemento e determina-se os parâmetros inicialmente definidos pela resolução do sistema de equações global [14].

Assim o número de elementos a utilizar irá depender do grau de aproximação que se pretende resolver o problema em questão, onde a aproximação das funções será tanto maior quanto maior for o refinamento da malha que define a geometria da estrutura.

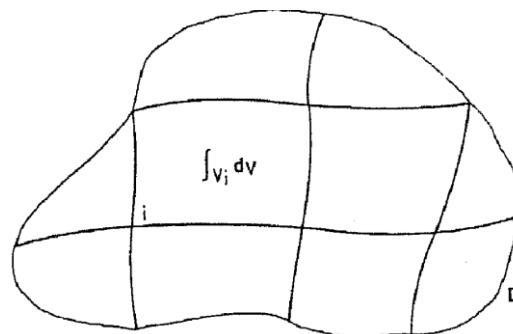


Figura 3.9 - Divisão do domínio em elementos

O método tem várias formulações possíveis, mas na Engenharia de Estruturas a formulação mais utilizada é a que tem por base o método dos deslocamentos, no qual as incógnitas são os deslocamentos dos nós.

De modo a obter o valor dos deslocamentos em cada elemento é necessário resolver um integral em ordem ao volume V e o MEF possibilita uma divisão do meio contínuo em vários elementos que se traduz no somatório de integrais dos vários subdomínios da geometria, assim como está representado na equação 3.4.

$$\int_V f \cdot dV = \sum_{i=1}^t \int_{V_i} f \cdot dV \quad (3.4)$$

em que:

$$V = \sum_{i=1}^t V_i \quad (3.5)$$

Com base no estado de equilíbrio de estático de um corpo sujeito a um conjunto de forças de volume e superfície, a configuração do corpo é alterada por um conjunto de deslocamentos muito pequenos e compatíveis com as condições fronteira, que se designam por deslocamentos virtuais (Azevedo, 2003).

As equações que regem o fenómeno estabelecem o equilíbrio e a compatibilidade de deformações em qualquer ponto do meio contínuo e são consideradas no MEF através do Teorema dos Trabalhos Virtuais onde o trabalho produzido pelas tensões internas na deformação virtual é igualado ao trabalho produzido pelas forças exteriores nos deslocamentos virtuais em cada ponto de aplicação (Delgado, 1984).

Impondo um deslocamento unitário em cada nó e em cada direcção é possível calcular os deslocamentos virtuais segundo a equação 3.6.

$$\int_V \delta \cdot \varepsilon^T \sigma dV = \int_V \delta \cdot u^T \cdot b dV + \int_A \delta \cdot u^T \cdot p dA + \sum_{i=1}^t P_i \cdot a_i^T \quad (3.6)$$

onde $\delta \cdot \varepsilon^T$ são os vectores que traduzem a deformação interna do corpo e σ o vector da respectiva tensão. No segundo membro, a primeira parcela refere-se às acções exteriores onde $\delta \cdot u^T$ corresponde ao campo de deslocamentos, b representa as forças de volume e na segunda parcela p representa as forças de superfície. Por último a_i e P_i são os vectores dos deslocamentos e das forças nodais respectivamente.

Para garantir o equilíbrio estático de um corpo, por exemplo de uma barra, basta determinar um campo de deslocamentos que satisfaça a equação do PTV e o MEF recorre a funções polinomiais para obter uma aproximação desse campo. O referido campo de deslocamentos de cada elemento pode ser descrito por um polinómio de grau η :

$$u(z) = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot z + \alpha_2 \cdot z^2 + \dots + \alpha_\eta \cdot z^\eta \quad (3.7)$$

em que neste caso o elemento finito terá $\eta + 1$ pontos de cálculo do deslocamento ou nós.

O campo de deslocamentos pode ser ainda aproximado interpolando os deslocamentos nodais originando as funções de interpolação ou funções de forma N_j onde obteremos:

$$u(z) = \sum_{j=1}^{\eta_{nós}} N_j^i(z) \cdot a_j^i \quad (3.8)$$

De seguida representam-se as funções de forma bidimensionais para o elemento rectangular de quatro nós.

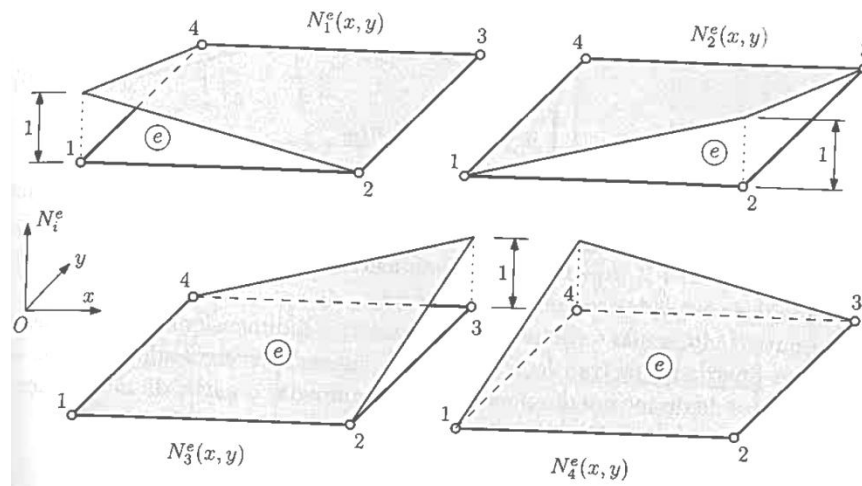


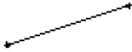


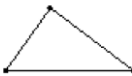
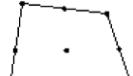
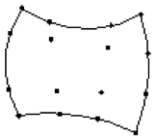
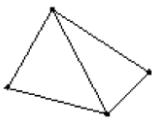
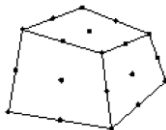

Figura 3.10 - Representação das funções de forma de um elemento de quatro nós

É possível então determinar a matriz de rigidez e o vector solicitação ao nível de cada elemento e a partir de cada elemento e a partir da assemblagem dessas entidades construir e resolver uma sistema de equações que permite obter os deslocamentos através da equação 3.9.

$$K.a = P \quad (3.9)$$

onde P é o vector de forças aplicadas, K é a matriz rigidez global e a o vector dos deslocamentos dos pontos nodais. A matriz rigidez global é obtida das matrizes de rigidez dos elementos, sendo estas obtidas das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. Estas definem os deslocamentos no interior de cada elemento a partir dos deslocamentos dos respectivos pontos nodais. O grau de aproximação e do refinamento da malha tem uma grande influência nos resultados finais e além disso o seu aumento obriga a maiores capacidades de processamento por parte da máquina a utilizar. Outro critério importante para os resultados e tempo despendido na análise é a escolha do tipo de elemento a usar que ficam ao critério do projectista e que geralmente variam segundo o número de nós e correspondentes graus de liberdade bem como segundo o comportamento do elemento.

Quadros 3.2 - Tipo de elementos em função do número de nós no MEF

Tipo de Elemento	Número de nós		
Unidimensional			
Bidimensional			
Tridimensional			

Esta é uma das inovações em comparação com o tradicional método dos deslocamentos do cálculo estrutural. O MEF formula funções de interpolação que definem a variação de determinadas quantidades através de um elemento [52].

Além disso o MEF pretende transformar a formulação forte de um problema na formulação fraca correspondente, ou seja, na prática pretende-se reduzir a ordem máxima das derivadas parciais das equações que regem o problema. O uso de formulações fracas possibilita, para além de uma aplicação sistemática do método em causa, a obtenção de matrizes de rigidez simétricas que diminui o custo computacional sempre que se pretenda resolver os problemas [48].

As relações específicas que a seguir se seguem visam estudar o comportamento de cada elemento de um meio contínuo.

3.5.4.2 Relação entre Deformações e Deslocamentos

Conhecidos os deslocamentos nos diferentes pontos do elemento é possível obter a relação entre as deformações e os deslocamentos através da equação 3.10.

$$\varepsilon = L \cdot u \quad (3.10)$$

onde ε é o vector das deformações dum dado ponto do elemento e L é um operador diferencial.

Se o elemento for tridimensional a equação 3.10 ainda pode ser escrita na forma:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{d}{dx} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{d}{dy} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{d}{dz} \\ \frac{d}{dy} & \frac{d}{dx} & 0 \\ 0 & \frac{d}{dz} & \frac{d}{dy} \\ \frac{d}{dz} & 0 & \frac{d}{dx} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

No entanto como:

$$u = N \cdot a \quad (3.12)$$

então:

$$\varepsilon = L \cdot N \cdot a \quad (3.13)$$

fazendo:

$$B = L \cdot N \quad (3.14)$$

logo:

$$\varepsilon = B \cdot a \quad (3.15)$$

onde B é a matriz deformação.

$$B = [B_1 \ B_2 \ \dots \ B_i] \quad (3.16)$$

$$B = \begin{bmatrix} \frac{dN_1}{dx} & 0 & 0 & \frac{dN_2}{dx} & 0 & 0 & \dots & \frac{dN_i}{dx} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{dN_1}{dy} & 0 & 0 & \frac{dN_2}{dy} & 0 & \dots & 0 & \frac{dN_i}{dy} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{dN_1}{dz} & 0 & 0 & \frac{dN_2}{dz} & \dots & 0 & 0 & \frac{dN_i}{dz} \\ \frac{dN_1}{dy} & \frac{dN_1}{dx} & 0 & \frac{dN_2}{dy} & \frac{dN_2}{dx} & 0 & \dots & \frac{dN_i}{dy} & \frac{dN_i}{dx} & 0 \\ 0 & \frac{dN_1}{dz} & \frac{dN_1}{dy} & 0 & \frac{dN_2}{dz} & \frac{dN_2}{dy} & \dots & 0 & \frac{dN_i}{dz} & \frac{dN_i}{dy} \\ \frac{dN_1}{dz} & 0 & \frac{dN_1}{dx} & \frac{dN_2}{dz} & 0 & \frac{dN_2}{dx} & \dots & \frac{dN_i}{dz} & 0 & \frac{dN_i}{dx} \end{bmatrix}$$

É ainda conveniente afirmar que as derivadas parciais da matriz anterior referem-se ao referencial geral, pelo que é essencial uma transformação para esse mesmo referencial caso as funções de forma estejam definidas segundo o referencial local [3]. Tal processo pode ser feito através da matriz Jacobiana J .

$$J = \begin{bmatrix} \frac{dx}{ds_1} & \frac{dx}{ds_2} & \frac{dx}{ds_3} \\ \frac{dy}{ds_1} & \frac{dy}{ds_2} & \frac{dy}{ds_3} \\ \frac{dz}{ds_1} & \frac{dz}{ds_2} & \frac{dz}{ds_3} \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

Se no entanto o problema for bidimensional (estado plano de deformação) então $\varepsilon_z = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ e consequentemente o vector de deformações será:

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

e a matriz de deformação será:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{dN_i}{dx} & 0 \\ 0 & \frac{dN_i}{dy} \\ \frac{dN_i}{dy} & \frac{dN_i}{dx} \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

3.5.4.3 Rel  o entre Tensões e Deformações

Após o conhecimento do estado de deformação   possível obter o estado plano de tensão em que é apenas necessário saber as características do material que constitui o elemento.

Sendo válida a ideologia de que é linear a relação entre as tensões e as extensões   aplicável a lei de Hooke generalizada segundo a qual as deformações se relacionam com as tensões por intermédio do módulo de elasticidade.

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

O campo de tensões e o campo de deformações tem assim a seguinte relação constitutiva:

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \Rightarrow \sigma = D \cdot B \cdot a \quad (3.20)$$

Considera-se também que a direcção normal ao plano de referência do elemento é o eixo Oz e por isso $\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$.

Resolvendo a equação 3.20 em ordem às componentes da tensão obtém-se:

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \\ \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu \cdot \varepsilon_x + \varepsilon_y) \\ \tau_{xy} = \frac{E}{2 \cdot (1-\nu)} \gamma_{xy} \end{cases} \quad (3.21)$$

Com base no Principio dos Trabalhos Virtuais inicialmente formulado é possível deduzir a matriz rigidez bem como o vector solicitação que utilizados no método dos deslocamentos.

Supondo que existem apenas acções distribuídas por unidade de comprimento do elemento finito o PTV pode ser expresso da seguinte forma:

$$\int_V \delta \cdot \varepsilon^T \sigma dV = \int_L \delta \cdot u^T \cdot p dL \quad (3.22)$$

Segundo a equação (3.15) é possível concluir que:

$$\delta \cdot \varepsilon^T = \delta \cdot a^T \cdot B^T \quad (3.23)$$

e de forma análoga pela equação (3.12) obtém-se:

$$\delta \cdot u^T = \delta \cdot a^T \cdot N^T \quad (3.24)$$

Se substituirmos na equação (3.22) as equações (3.23), (3.24) e (3.20):

$$\int_V \delta \cdot a^T \cdot B^T \cdot D \cdot B \cdot a dV = \int_L \delta \cdot a^T \cdot N^T \cdot p dL \quad (3.25)$$

Simplificando teremos:

$$\int_S B^T \cdot D \cdot B dS \cdot a = \int_L N^T \cdot p dL \quad (3.26)$$

Comparando com a equação que é utilizada no método dos deslocamentos para obter a matriz rigidez em função da força aplicada, então podemos simultaneamente concluir para o estado plano de tensão que:

$$K = \int_S B^T \cdot D \cdot B \cdot h' dS \quad (3.27)$$

e

$$F = \int_L N^T \cdot p dL \quad (3.28)$$

Assim como salientado anteriormente é imperativo, na assemblagem da matriz rigidez e do vector das forças aplicadas, que se transforme o referencial de local para o referencial geral.

Depois de resolvida a equação (3.9) é possível calcular o estado plano de tensão e de deformação em qualquer ponto de qualquer elemento. No entanto apesar de a formulação ter permitido calcular as extensões e as tensões, a precisão aumentará se os pontos seleccionados coincidirem com os pontos de Gauss [3].

3.5.5 MÉTODO EXPERIMENTAL

O estado de tensões e o estado de deformações pode igualmente ser calculado utilizando métodos experimentais. No entanto estes métodos acarretam custos muito superiores aos métodos descritos e geralmente são utilizados como suplemento dos métodos numéricos de forma a melhorar o comportamento estrutural de uma barragem.

Os métodos experimentais são utilizados quando a complexidade da barragem o obriga ou quando as dimensões são demasiado elevadas, especialmente em barragens abóbada. Consistem na construção de um protótipo ou de um modelo físico à escala reduzida e são testados segundo a Teoria de Semelhança Mecânica para se obter uma similaridade entre o modelo físico e a estrutura real (Tancev, 2005). São utilizados para estudar fenómenos estruturais ainda pouco desenvolvidos ou para acções em que não se sabe ao certo qual será a resposta da estrutura.

Os métodos experimentais podem igualmente ser utilizados para analisar os modelos de acções e o modelo da estrutura de forma a serem justificadas as condições de segurança do conjunto fundação-estrutura [34].

Além disso permitem estudar diversos fenómenos físicos naturais apenas perceptíveis pelo modelo físico, mas por outro lado a alteração de um parâmetro pode exigir a construção de um novo protótipo.

Por estas e outras razões o método experimental tem sido abandonado essencialmente na fase de projecto de obra e substituído por métodos matemáticos eficazes.

Mas como os métodos matemáticos utilizam equações diferenciais para representar os fenómenos naturais, que são de difícil representação e solução, é necessário recorrer a modelos físicos para obter alguns dos coeficientes desconhecidos. Como a resolução de equações diferenciais nem sempre é possível é eventualmente necessário formular hipóteses sobre a distribuição espacial de certas grandezas (modelos integrais) ou discretizar o espaço e o tempo (modelos numéricos).

Tem-se verificado, em projectos com elevada complexidade ou para estudos científicos, que é vantajoso utilizar a combinação entre os métodos experimentais e os métodos matemáticos de modo a otimizar a forma das estruturas e a concluir de forma precisa qual o seu comportamento. Esta

combinação apesar de eficaz é geralmente bastante dispendiosa nos equipamentos a utilizar e consequentemente nos custos finais.

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em virtude do trabalho a ser desenvolvido na presente dissertação foi utilizado o programa ANSYS® que consiste num programa de elementos finitos. O ANSYS® é uma ferramenta poderosa principalmente na elaboração de um trabalho de investigação pois a linguagem Apdl permite definir o modelo da estrutura e as suas propriedades e ao mesmo tempo criar um processo iterativo de forma a otimizar segundo os parâmetros da estrutura.

Essa foi a principal vantagem do ANSYS® em comparação com o Autodesk ROBOT® que também é uma ferramenta de elementos finitos.

4

OPTIMIZAÇÃO DE ESTRUTURAS

4.1 NOTA INTRODUTÓRIA

O conceito de optimização consiste na procura e na escolha da solução mais vantajosa, economicamente, em cada problema. Para se obter uma boa escolha é necessário efectuar uma pesquisa exaustiva e abranger, todas as soluções possíveis. No entanto é necessário que o número de soluções seja finita em função do número de parâmetros e das restrições do problema.

A optimização tornou-se essencial para determinadas estruturas, na Engenharia Civil, pois possibilita reduzir o volume de material a utilizar e consequentemente diminuir, de forma significativa, os custos de produção. É no entanto indispensável que os parâmetros definidores e as soluções finitas obtidas estejam dentro de limites aceitáveis em relação ao problema real e à legislação em vigor. Além disso, é também importante que a simplificação de um modelo estrutural se aproxime, com um rigor satisfatório, do problema real de forma a obterem-se resultados aceitáveis.

A fase inicial da formulação do problema de estruturas passa por definir os parâmetros gerais do projecto, que no caso das barragens seria, por exemplo, definir qual a cota da albufeira. De seguida opta-se pelo tipo de estrutura (gravidade ou abóbada) que melhor se adapta.

Com a formulação geral concluída é possível proceder à pesquisa da solução óptima através de uma formulação matemática que minimiza uma função que representa o custo final. Na formulação incorporam-se algumas exigências relativamente à segurança e desempenho através de um conjunto de restrições.

Outra abordagem ao problema de optimização seria por exemplo manter o custo final e maximizar a segurança ou o desempenho da estrutura.

Nos casos em que o problema tem vários objectivos, a optimização designa-se por multiobjectivo. Se forem utilizados vários materiais, o custo total é efectuado segundo o custo unitário de cada material mas tal facto não condiciona o número de objectivos do problema.

É possível considerar os custos de estruturas auxiliares durante as fases construtivas que dependem de cada solução, onde se incluem as cofragens, os cavaletes ou cimbramentos. As cofragens dependem apenas da área abrangida, sendo fácil de calcular o custo total ao contrário de outras estruturas auxiliares complexas que dificultam a quantificação do custo.

No caso das barragens geralmente o custo total depende essencialmente do custo da escavação do solo e do custo do volume de betão a utilizar em obra. Apesar de o custo unitário da escavação ser inferior ao do betão, é indispensável que o maciço da fundação apresente uma elevada resistência e isso requer um custo mínimo para manter a segurança.

É indispensável que, tanto na fase de análise como na fase de optimização, se considere o comportamento da estrutura. Geralmente em problemas lineares os deslocamentos são considerados como variáveis e as tensões são funções que dependem dos deslocamentos e de outros factores associados á estrutura, como forma geométrica, módulo de elasticidade do material entre outros. Independentemente dos parâmetros considerados, é necessário definir previamente os que poderão ser modificados pelo algoritmo de optimização e os que assumem valores constantes durante o processo. Os parâmetros que variam ao longo do processo de optimização designam-se variáveis de projecto.

É possível realizar diferentes tipos de optimização, segundo os parâmetros previamente estabelecidos, nomeadamente optimização de secções, materiais, espessuras, ou de formas geométrica (Azevedo, 1994).

Existem vários métodos de optimização de estruturas em que alguns deles são específicos para determinadas estruturas.

Na optimização de estruturas em geral pode-se utilizar um processo iterativo através de um algoritmo de optimização que pode ser utilizado em estruturas com características muito diferentes, como a determinação de secções dos membros de uma treliça, os parâmetros que permitem definir a configuração geométrica de uma barragem ou as dimensões e geometria de uma ponte de tirantes. Por outro lado a optimização pode ser interpretada como um processo de dimensionamento automatizado que permite satisfazer um conjunto de critérios [40].

Os algoritmos de optimização podem, segundo as condições de optimalidade, seguir dois tipos de métodos: analíticos e de programação matemática.

Os primeiros utilizam a teoria matemática de cálculo e técnicas variacionais que estudam a forma óptima de elementos estruturais simples como pilares e vigas. O principal objectivo é determinar um conjunto de funções paramétricas que representam o modelo e as soluções são obtidas através da resolução do sistema de equações que traduzem as condições de optimalidade. No entanto, os resultados obtidos através deste método podem conduzir a estruturas que não são práticas ou exequíveis.

O método de programação matemática deve-se á evolução computacional e a partir do projecto inicial, que serve como ponto de partida, são obtidas as soluções através de um processo iterativo. O processo termina quando se encontra a solução que satisfaz um conjunto de critérios que são especificados previamente e que a caracterizam.

Assim o processo de optimização varia segundo o tipo de estrutura e é tanto mais complexo quanto maior for o número de restrições e o número de objectivos a satisfazer.

Neste capítulo é detalhado o processo de optimização de estruturas com especial interesse para o caso das barragens do tipo gravidade.

4.2 PROGRAMAÇÃO MATEMÁTICA

A formulação matemática da optimização de uma estrutura, consiste em minimizar uma função objectivo segundo as restrições impostas:

$$\text{Minimizar } F(x_1, \dots, x_n) \quad (4.1)$$

sujeito a

$$g_1(x_1, \dots, x_n) \leq 0$$

até

$$g_k(x_1, \dots, x_n) \leq 0$$

e

$$h_1(x_1, \dots, x_n) = 0$$

até

$$h_m(x_1, \dots, x_n) = 0$$

Na formulação anterior as variáveis x_j , que assumem n valores, designam-se por variáveis de projecto, a função F é a função objectivo que pretendemos optimizar (neste caso minimizar), g_j são as restrições de desigualdade e h_j são as restrições de igualdade.

De forma simplificada a formulação matemática pode ser traduzida do seguinte modo:

$$\text{Minimizar } F(x) \quad (4.2)$$

sa

$$g_j(x) \leq 0 \quad j = 1, \dots, k$$

e

$$h_j(x) = 0 \quad j = 1, \dots, m$$

A solução óptima é obtida através da minimização da função objectivo e do cumprimento das restrições $g \leq 0$ e $h = 0$. Existem no entanto casos em que as restrições de desigualdade e igualdade são respeitadas por mais do que uma solução, designando-se por soluções admissíveis e constituindo a região admissível. Por sua vez as soluções que não respeitam ambas as restrições designam-se soluções inadmissíveis [4].

4.2.1 ELEMENTOS DA FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

Conforme anteriormente salientado o programa matemático é constituído pelos elementos chaves: função objectivo, variáveis de projecto e restrições. Em virtude da importância do algoritmo de optimização, pretende-se de seguida apresentar algumas características de cada componente da formulação matemática.

4.2.1.1 Funções Objectivo

A função objectivo tem como função seleccionar, através de indicações quantitativas, a melhor solução daquelas que pertencem à região admissível [40]. Além de depender do tipo de estruturas a otimizar, também depende das variáveis de projecto que definem a estrutura. Geralmente a função objectivo é minimizada ao longo do processo de optimização, mas, ainda que pouco frequente, também se pode formular o problema por maximizar o comportamento de uma estrutura mantendo o custo fixo.

Nem sempre é fácil proceder à sua definição já que na Engenharia de Estruturas vários factores são preponderantes no custo final, como factores construtivos, estéticos, de mão-de-obra e até de financiamento.

Na maior parte dos casos a função objectivo representa o custo relacionado com a quantidade de material utilizado, sendo assim essencial reduzir o volume pois traduz-se na diminuição do custo final.

Se o conjunto estrutural for constituído por mais de um material devem ser incluído na função objectivo os custos unitários de cada material e a solução óptima será aquela que, satisfazendo as restrições, apresenta o menor custo. Para exemplificar na formulação de uma barragem a função objectivo poderá ser a minimização do custo final em função do custo unitário do betão e do custo por m³ da escavação. Respeitadas as restrições, a solução óptima será aquela que para determinado volume de betão e de escavação apresentar o menor custo final. De referir que para este exemplo o número de restrições aumenta à medida que os materiais a incluir na função objectivo também aumentam, ou seja, caso queiramos que o custo da escavação seja um critério na função objectivo então é necessário introduzir novas restrições associadas à nova função objectivo.

4.2.1.2 Variáveis de projecto

As variáveis de projecto geralmente traduzem as propriedades da estrutura e geralmente dependem do tipo de problema de optimização. Tendo em conta o tipo de algoritmo de optimização é necessário especificar se as variáveis de projecto são contínuas ou discretas.

Como exemplo as variáveis de projecto podem ser as coordenadas que definem o traçado de um cabo pré-esforço, a espessura de uma casca ou as classes de resistência caso se pretenda realizar uma optimização dos materiais.

No caso de variáveis de projecto discretas são utilizados algoritmos de optimização discreta que são caracterizados por uma eficiência computacional que decresce à medida que o número de variáveis aumenta.

Por sua vez os algoritmos de optimização contínua são mais eficientes do ponto de vista computacional e são utilizados os seus resultados arredondados seleccionando as variáveis discretas que mais se aproximam dos referidos resultados.

4.2.1.3 Restrições

Do ponto de vista físico existem dois tipos de restrições, restrições que estão directamente relacionadas com as variáveis de projecto, onde se incluem as condicionantes que estão relacionadas com as condições de fabrico, estéticas ou de forma, e as restrições que derivam do comportamento pretendido da estrutura, como limitações nas tensões, nas deformações ou na rigidez [40].

Como já analisado existem dois tipos de restrições: de desigualdade e de igualdade.

Geralmente, na optimização de estruturas, para reduzir as dimensões do problema é comum eliminar as restrições de igualdade e explicitá-las em variáveis de projecto [40].

Assim o programa matemático apresentará menos variáveis e menos restrições aumentando a eficiência da resolução do problema [4].

No entanto se o número de restrições de igualdade for elevado e se cada uma delas se relacionar com muitas variáveis, então a eficiência anteriormente descrita pode não ocorrer já que as equações resultantes da substituição são muito complexas [4].

As restrições de igualdade são assim utilizadas, por exemplo, quando é necessário impor um valor fixo aos deslocamentos ou quando se figuram áreas e momentos de inércia de secções transversais de barras.

Quando num programa matemático estão presentes duas restrições de igualdade é necessário incluir uma restrição de complementaridade onde se traduz que a multiplicação das duas restrições referidas também terá de ser nula. A restrição de complementaridade não garante que ambas as restrições são nulas, pois para a multiplicação das duas ser nula é suficiente que uma delas seja igual a zero.

4.2.1.4 Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidades consiste no cálculo de derivadas das restrições em ordem às variáveis de projecto. As variáveis de comportamento dependem das variáveis de projecto e são utilizadas aproximações explícitas normalmente baseadas em séries de Taylor para optimizar sistemas estruturais com um grande número de membros.

Uma análise de sensibilidades com resultados rigorosos e a utilização de aproximações de boa qualidade permite melhorar substancialmente a eficiência dos algoritmos de optimização, no entanto acarreta um custo computacional muito superior.

A análise de sensibilidade pode pressupor a derivada das restrições em função das variáveis de comportamento da estrutura ou em função das variáveis de projecto.

4.2.2 CONDIÇÕES DE OPTIMALIDADE

Geralmente os problemas de optimização são resolvidos através de funções não lineares contínuas segundo a formulação apresentada anteriormente.

No entanto outros métodos procuram satisfazer um determinado conjunto de condições designadas condições de optimalidade. As condições de optimalidade são importantes, nesses casos, porque caracterizam as soluções do problema e respondem a questões como a da estabilidade das soluções e a dos tipos de convergência de algumas classes de métodos. Além disso a dedução das condições de optimalidade indica também possíveis caminhos para a resolução do problema apresentado.

As condições de optimalidade são classificadas segundo a procura do mínimo local ou global, e se são condições necessárias ou suficientes:

- Condições suficientes para que a solução seja um mínimo local;
- Condições suficientes para que a solução seja um mínimo global;
- Condições necessárias para que a solução seja um mínimo local ou global.

Define-se como mínimo global a solução que é admissível no conjunto da programação matemática e simultaneamente apresenta o menor valor no domínio da função objectivo. Quando a solução é

admissível e numa vizinhança não existe outra solução possível então a solução é um mínimo local, que poderá também ser um mínimo global.

Os métodos de optimização que têm por base as condições de optimalidade são geralmente iterativos e partem de uma solução inicial e que a modificam para cumprir as condições referidas. Quando se utilizam métodos que garantem as condições necessárias para se obter um mínimo local é conveniente repetir o processo iterativo através de várias soluções iniciais para aumentar a probabilidade de encontrar o mínimo global.

4.2.3 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DA CONVEXIDADE

O conceito de convexidade na caracterização das soluções óptimas, obtidas por qualquer método, é importante no que diz respeito ao carácter local ou global do ponto óptimo alcançado.

De forma geral, pode-se concluir se a função é côncava ou convexa pela segunda derivada da função, em que se $F''(x) > 0$ a função é convexa (a) e se $F''(x) < 0$ a função é côncava.

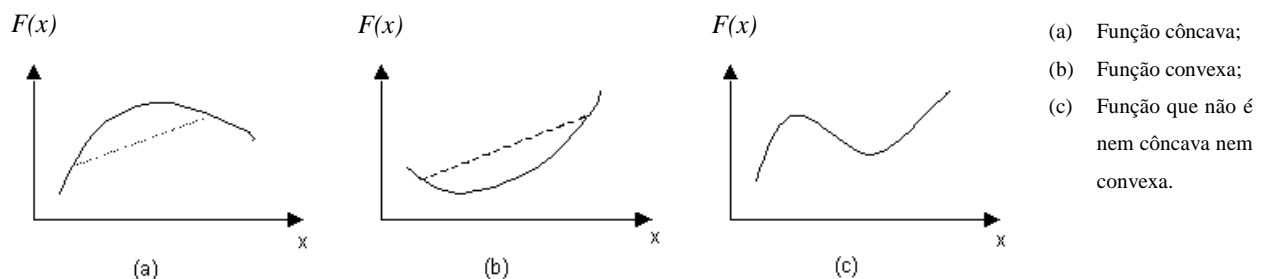


Figura 4.1 - Tipos de funções

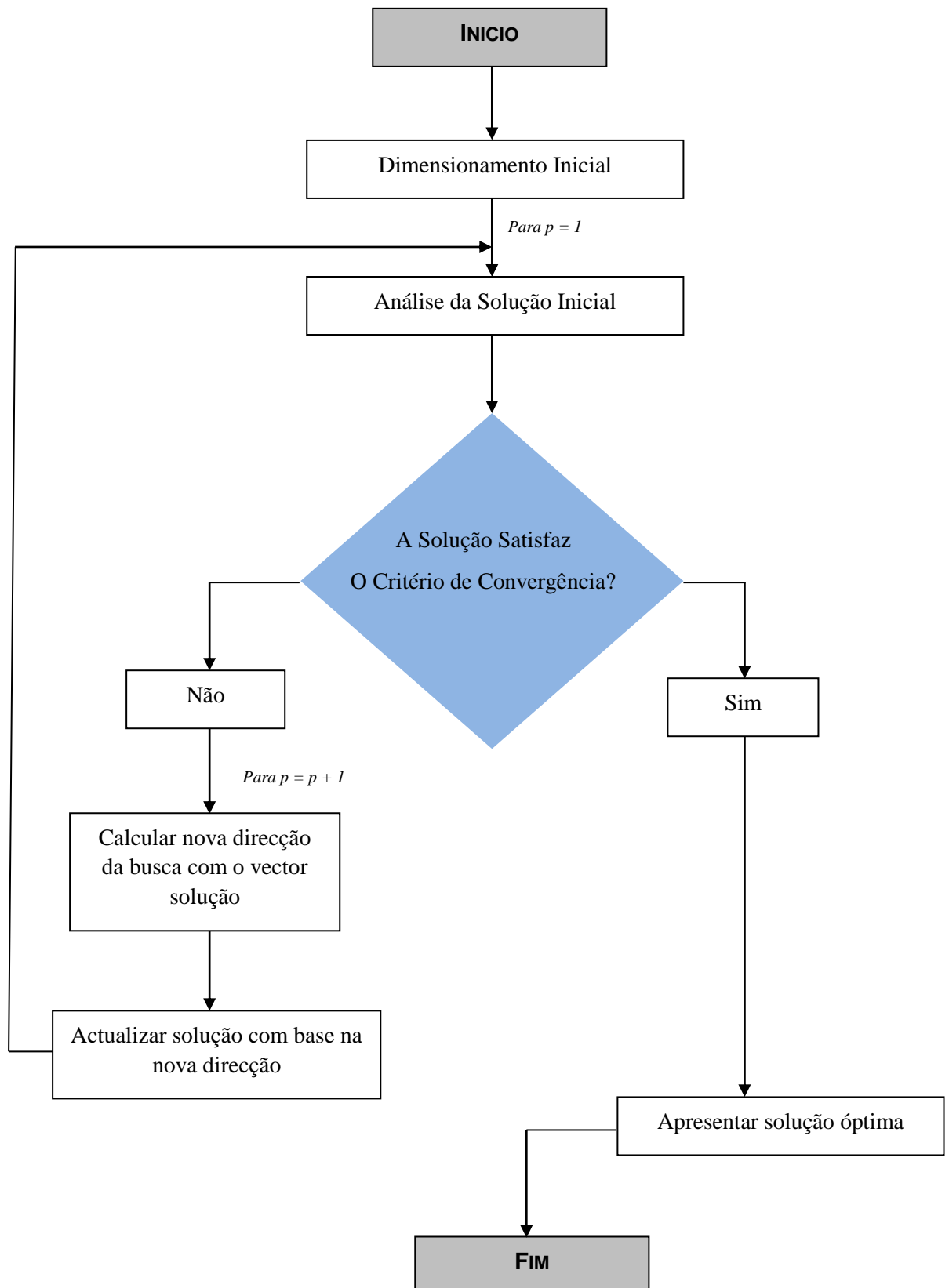
Na optimização, um mínimo local de uma função convexa num domínio convexo é também um mínimo global. Se ainda a função objectivo for estritamente convexa este mínimo global é único. Pode-se, de forma análoga concluir, que um máximo local de uma função côncava num domínio convexo é também um máximo global, único se a função for estritamente côncava. Fora destas condições, não é geralmente possível garantir a globalidade do óptimo nem a sua unicidade. É assim importante calcular a matriz Hessiana (H) que é a matriz das segundas derivadas da função $F(x)$.

4.3 TÉCNICAS DE OPTIMIZAÇÃO

Os métodos ideais para a optimização são baseados em técnicas de programação matemática e são desenvolvidos pelo ramo da matemática preocupado com a aplicação de técnicas e métodos científicos para a tomada de decisão, de forma a estabelecer as melhores soluções para os problemas [33].

O método de optimização ideal varia segundo o tipo de problema a ser desenvolvido pelo que por vezes fica ao critério do utilizador qual o método que pretende utilizar para determinada optimização. Assim o comportamento da estrutura a optimizar indica ao projectista qual a programação a utilizar e consequentemente o leque dos métodos de optimização que podem ser aplicados diminui.

De forma geral, as técnicas de optimização que são formuladas segundo a programação matemática descrita em 4.2 efectuem-se de forma iterativa, onde se dimensiona uma solução inicial que é sucessivamente modificada até satisfazer o critério de convergência. Os critérios de convergência necessários para satisfazer uma solução final variam segundo o método utilizado. O algoritmo geral deste tipo de técnicas está descrito no esquema 4.1 para problemas gerais.



Esquema 4.1 - Esquema geral de um algoritmo de optimização

Geralmente o que diferencia cada um dos métodos de optimização é a característica singular de calcular a nova direcção baseada na direcção corrente para satisfazer as restrições (caso existam) e o critério de convergência. Assim é desejável que a solução inicial esteja o mais próxima possível da solução óptima, pois quanto mais próxima estiver a solução corrente, menor será o erro de aproximação.

Os métodos de optimização são também classificados como locais ou globais, podendo em ambos os casos se dividir as variáveis de projecto em discretas ou continuas. Esta separação relaciona-se com o tipo de variáveis do programa matemático e é essencial especialmente para se definir o tipo de programa matemático a adoptar e para se estabelecer a estratégia de modo a se obter a solução óptima de forma rigorosa e eficiente.

De acordo com as características da função objectivo e das restrições, classificam-se os problemas de optimização nas seguintes subáreas da Programação Matemática:

- **Programação Linear** – quando a função objectivo e as restrições são funções lineares das variáveis de projecto;
- **Programação não-Linear** – quando a função objectivo ou pelo menos uma das restrições é função não linear das variáveis de projecto;
- **Programação Quadrática** – quando a função objectivo é quadrática e as restrições são funções lineares das variáveis de projecto;
- **Programação Geométrica** – quando a função objectivo e as restrições são funções polinomiais das variáveis de projecto.

4.3.1 MÉTODOS CLÁSSICOS

Os métodos clássicos de optimização são úteis para encontrar a melhor solução das funções contínuas e diferenciáveis. Estes são métodos analíticos que fazem uso das técnicas de cálculo diferencial para localizar os pontos ideais [33].

Foram técnicas muito utilizadas em problemas reais e com uma formulação matemática complexa devido à adopção de métodos variacionais. Actualmente podem ser utilizados para identificar os princípios de optimização dos problemas reais, para “validar” as soluções já escolhidas e são talvez o melhor veículo para o recém-interessado na optimização estrutural apreciar as questões da necessidade e suficiência das condições de optimalidade [24].

Uma vez que alguns dos problemas práticos envolvem funções que não são contínuas e/ou diferenciáveis, as técnicas de optimização clássica têm um alcance limitado em aplicações práticas, pois nem todas as funções objectivo satisfazem esses requisitos. No entanto o estudo dos métodos clássicos de optimização formam uma base para o desenvolvimento das técnicas numéricas que se têm evoluído para técnicas avançadas, técnicas que são mais adequadas para resolver os problemas práticos actuais.

Torna-se importante referir que para a conceptualização dos problemas de optimização o método dos Multiplicadores de Lagrange é fundamental pois, apesar de ser pouco prático, mostra ser possível construir um novo programa a partir do original em que se eliminam restrições à custa da inclusão, na função objectivo, de termos adicionais definidos pelas restrições multiplicadas por coeficientes apropriados. Esta transformação designa-se por relaxação lagrangeana e é da maior importância no mundo moderno dos algoritmos de optimização. Os multiplicadores de Lagrange (λ) e a análise do lagrangeano

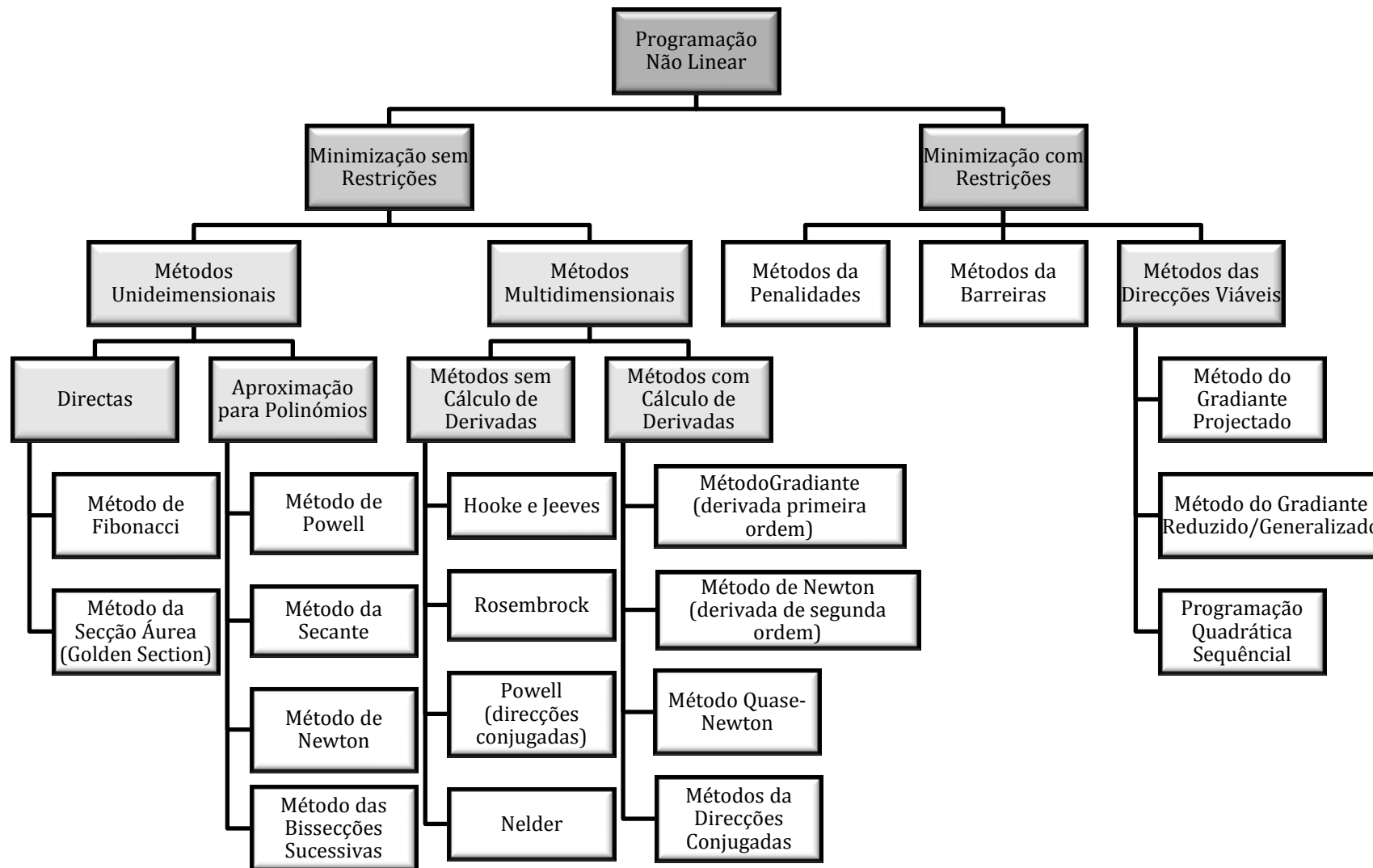
são, ainda, essenciais para o estabelecimento das condições de Kuhn-Tucker, nome atribuído às condições a que tem de obedecer (condições necessárias mas não suficientes) de um problema não linear.

A classificação dos métodos varia segundo o número de variáveis a utilizar e se o programa matemático apresenta/ou não restrições.

Assim dividem-se em:

- Funções com uma variável sem restrições
- Funções com n variáveis sem restrições
- Funções com n variáveis com restrições

Além disso neste subcapítulo serão apresentados os principais métodos para os diferentes tipos de programação matemática: da programação linear, da programação não linear, e da programação geométrica. O esquema 4.2 indica de forma generalizada quais os métodos da programação não-linear.



Esquema 4.2 - Esquema representativo dos métodos de programação não-linear existentes

4.3.1.1 Programação Linear

A importância especial da PL resulta não só nas potencialidades dos seus algoritmos resolutivos e da sua grande divulgação no domínio das aplicações práticas, mas também ao facto de a sua génese estar directamente relacionada com o desenvolvimento dos próprios conceitos fundamentais das teorias de optimização [46].

A programação linear (PL) foi estabelecida em termos matemáticos por George B. Dantzing, em 1947, para resolver problemas de logística de Força Aérea Americana. Desde então tem sido usada para em vários campos e segmentos da economia, engenharia, entre outros.

A PL, como já mencionado, é aplicável a problemas de optimização em que a função objectivo e as restrições são funções lineares das variáveis de projecto.

Este tipo de problemas divide-se em: programação linear sem restrições, programação linear com restrições, e nas últimas as restrições podem ter a forma de igualdade ou desigualdade.

Além disso os três principais tipos de problemas que se podem resolver pela programação linear serão: problemas de uma variável, de várias variáveis sem restrições e por fim problemas com n variáveis e simultaneamente com restrições de igualdade ou desigualdade.

A seguinte figura é uma representação gráfica de um problema linear de duas variáveis e cada linha representa cada equação que define um conjunto de restrições.

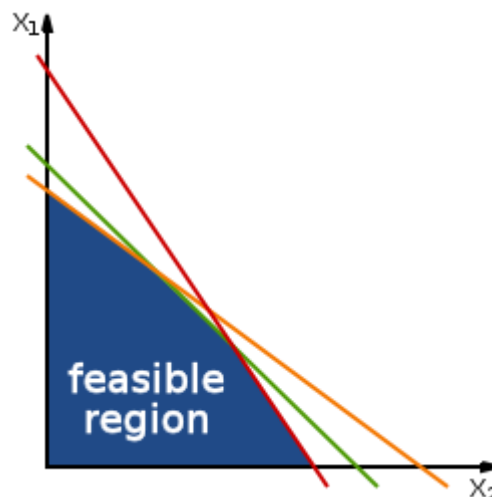


Gráfico 4.1 - Gráfico exemplificativo de uma programação linear

No exemplo seguinte apresenta-se a resolução de uma programação linear com três variáveis retirado de *Engeneering Optimization: Theory and Prattice* cujo autor é Singresu Rao.

Exemplo 4.1 - retirado de [33]:

$$\text{Maximizar } F(x_1, x_2, x_3) = x_1 + 2x_2 + x_3$$

s.a.

$$2x_1 + x_2 - x_3 \leq 2$$

$$-2x_1 + x_2 - 5x_3 \geq -6$$

$$4x_1 + x_2 + x_3 \leq 6$$

$$x_i \geq 0, \quad i = 1, 2, 3$$

Para resolver os problemas de programação linear é possível recorrer ao método Simplex. No entanto o método Simplex apenas minimiza as funções objectivo, ou seja, quando queremos maximizar uma função objectivo teremos de transformar o problema, num equivalente, mas de minimização.

Assim no exemplo 4.1 mudavam-se os sinais da função objectivo de forma a transformá-lo num problema de minimização e das desigualdades.

$$\text{Minimizar } F(x_1, x_2, x_3) = -x_1 - 2x_2 - x_3$$

s.a.

$$2x_1 + x_2 - x_3 \leq 2$$

$$2x_1 - x_2 + 5x_3 \leq 6$$

$$4x_1 + x_2 + x_3 \leq 6$$

$$x_i \geq 0, \quad i = 1, 2, 3$$

Por vezes é conveniente adicionar algumas restrições variáveis que se pretende que tenham o valor zero, mas cuja introdução facilita os cálculos.

Introduzindo as variáveis de folga o problema apresentaria a seguinte forma canónica:

$$-x_1 - 2x_2 - x_3 - f = 0$$

$$2x_1 + x_2 - x_3 + x_4 = 2$$

$$2x_1 - x_2 + 5x_3 + x_5 = 6$$

$$4x_1 + x_2 + x_3 + x_6 = 6$$

Já na forma canónica é possível aplicar o algoritmo simplex que terá por objectivo encontrar os valores das variáveis de projecto e das variáveis de folga de forma a minimizar a função $F(x_n)$ e satisfazer as restrições.

De forma resumida o algoritmo simplex pode ser sistematizado nos seguintes passos:

1º Passo: Obter uma primeira solução básica;

2º Passo: Verificar se a solução básica é ótima (se as variáveis da função objectivo são positivos), caso se verifique o algoritmo termina;

3º Passo: Caso alguma das variáveis seja negativa, considera-se o negativo com maior valor absoluto como correspondente à variável que deve entrar na base, e assim, corresponder à coluna do *pivot*;

4º Passo: Determinar o maior valor que a variável que vai entrar na base pode ter, dividindo os termos independentes pelos coeficientes da variável nas várias restrições, para os casos em que sejam positivos, e considerando o menos dos quocientes positivos. A linha a que corresponde este menor quociente é designada de a linha do *pivot*;

5º Passo: Manipular as linhas do quadro de acordo com as operações usuais realizadas com linhas de matrizes de modo a obter um coeficiente unitário no lugar do *pivot*, e valores nulos para todos os outros elementos da coluna *pivot*. Obtém-se uma nova solução básica e regressa-se ao 2º passo.

Entretanto novas versões do método Simplex foram desenvolvidas, pelo facto de soluções básicas verificarem o critério de optimalidade mas não serem soluções possíveis por não verificarem as restrições. Nestes casos o valor da função objectivo é melhor do que o óptimo possível. Assim foi desenvolvido um algoritmo que, em vez de melhorar a função objectivo no domínio das soluções possíveis, diminui o grau de não possibilidade das soluções à custa de piorar o valor da função objectivo. Logo o percurso de solução para solução é feito no domínio das soluções não possíveis que verificam o critério de optimalidade até que se obtenha uma solução possível que também verifique este critério. O algoritmo referido designa-se algoritmo Simplex Dual e o seu critério de optimização concentra-se na minimização da impossibilidade das soluções que verificam o critério da optimalidade [46].

Entre os algoritmos desenvolvidos a partir do método Simplex incluem-se o Algoritmo Simplex Revisto e o Algoritmo Simplex Primal Dual.

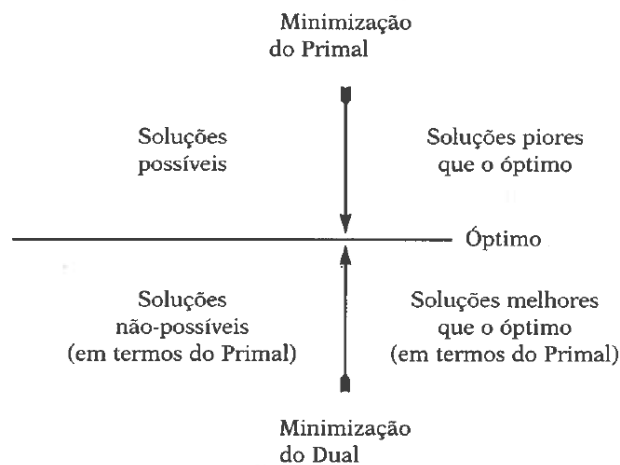


Figura 4.2 - Figura de comparação entre o método Dual e Primal

Existem ainda outros métodos para a resolução programação linear que não serão alvo de análise na presente dissertação como o método Karmarkar's ou método Criss-cross.

Na análise e optimização estrutural a programação linear apresenta algumas desvantagens, como por exemplo, a necessidade de linearizar a superfície de cedência, nos casos de cargas distribuídas há uma incerteza na localização das rótulas e ainda a impossibilidade de considerar nas restrições os deslocamentos ou as deformações. Assim em projectos que se pretende considerar as restrições de deslocamento utiliza-se o critério de optimalidade é deduzido a partir das condições de Karush-Kuhn-Tucker.

4.3.1.2 Programação não linear

Geralmente para a resolução de problemas relacionados com a Engenharia Estrutural é utilizada a programação linear, pois a sua complexidade e definição assim o exige.

Neste subcapítulo serão estudados alguns métodos utilizados para a programação não linear com uma ou várias variáveis sem restrições, bem como sujeitos a algumas restrições de igualdade ou desigualdade.

4.3.1.2.1 Minimização de Funções com uma variável

A minimização de uma função apenas com uma variável e sem restrições é o caso mais simples que se pode encontrar nos problemas de optimização. Apesar da maioria dos problemas estruturais apresentarem várias variáveis de projecto, o estudo da minimização de funções com uma variável de projecto é importante pois permite uma melhor ilustração dos conceitos teóricos e numéricos [24].

Grande parte dos métodos que têm por objectivo minimizar funções com uma variável recorrem, num processo iterativo, à redução sucessiva de intervalos.

A formulação da minimização de uma função $F(x)$ pode ser transcrita da seguinte forma:

$$\text{Minimizar } F(x)$$

Os métodos utilizados para a minimização de uma função com uma variável diferem entre si na forma como lidam com as derivadas da função e podem ser classificados segundo o grau da derivada que utilizam.

Na utilização dos métodos de ordem nula não são necessárias as derivadas das funções, mas nos métodos de primeira e de segunda ordem é imperativo obter-se a primeira derivada da função para o primeiro caso e a primeira e segunda derivadas no segundo caso.

Nos métodos de ordem zero é geralmente necessário definir o intervalo em que se verifica o mínimo local em vez de uma solução inicial. Após a avaliação do intervalo fornecido é localizado o ponto da variável x em que se obtém o menor valor de F .

O método de aproximação polinomial de segundo grau é um exemplo de um método de ordem nula. Inicialmente define-se um intervalo onde se encontra o mínimo local que se pretende $[x_a, x_b]$ e calcula-se o valor de $x_m = [x_a, x_b]/2$

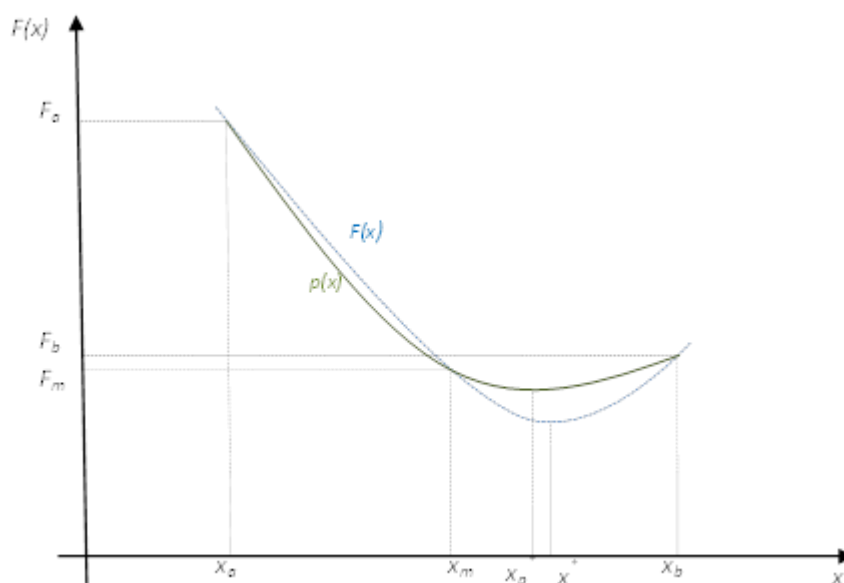


Gráfico 4.2 - Gráfico exemplificador do método de aproximação polinomial

É então definido o polinómio $p(x)$ através dos três pontos que definem a função $F(x)$, pela determinação dos coeficientes a , b e c .

$$p(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c \quad (4.3)$$

O ponto em que a derivada do polinómio é nula coincide com o valor mínimo local no intervalo definido. Pode-se obter uma solução mais precisa por repetir várias vezes o método.

Existem ainda outros métodos de ordem nula que poderiam ser utilizados como o método de Fibonacci. Apesar de ter a vantagem de se determinar antecipadamente o número de iterações necessárias para um determinado erro, em casos práticos são menos eficientes que o método de aproximação polinomial.

Nos métodos de primeira ordem é necessário e suficiente calcular a primeira derivada da função objectivo. Uma forma de otimizar a função seria por calcular o valor de x para o qual a derivada $F'(x)$ é nula. Assim como no caso anterior é necessário o método requer a prévia determinação de um intervalo que inclua o mínimo local.

No método das bissecções sucessivas, assim como no método anterior, é necessário definir o intervalo de análise $[x_a, x_b]$ e o x_m . O intervalo é truncado em x_a ou em x_b (à esquerda ou à direita de x_m de acordo com o sinal das derivadas nos referidos pontos. O processo iterativo termina quando o intervalo for suficientemente pequeno ou quando o valor da derivada em x_m for praticamente nulo.

Nos métodos de segunda ordem destaca-se o método de Newton que tem como finalidade calcular os valores nulos da função derivada, pois esses serão os pontos onde se localizam os máximos e os mínimos da própria função. O objectivo do método é encontrar os pontos extremos (mínimos ou máximos) de uma determinada função, que não apresente qualquer restrição de optimização, e localizar o ponto mínimo óptimo.

Assim dada uma qualquer função $F(x)$, que pode ser ilustrado pelo gráfico 4.3, pretende-se retirar, de forma analítica ou gráfica, os mínimos locais e globais, e os máximos locais e globais.

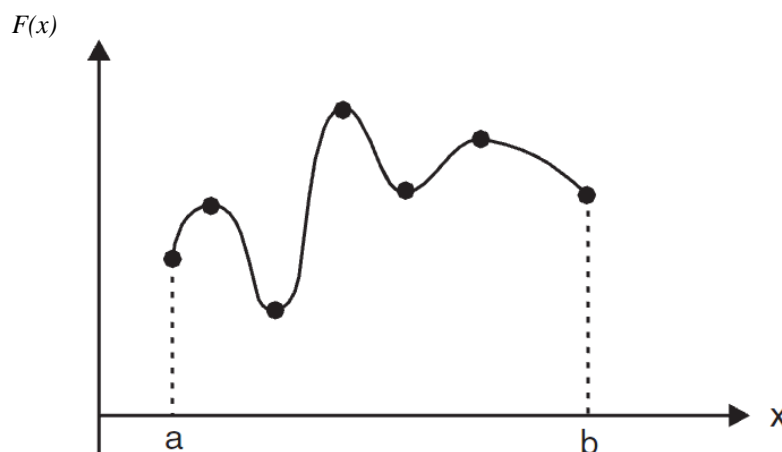


Gráfico 4.3 - Representação de uma função objectivo

Para se obterem os pontos que maximizam ou minimizam o valor de F tem de se anular a derivada da função da função $F(x)$. Obtêm-se um conjunto de pontos com características de estacionaridade, apesar de ser excluído um considerável número de possíveis candidatos. Assim esta condição é apenas necessária e por esse motivo, para se conhecerem outras propriedades sobre a função objectivo como a convexidade ou concavidade, estudam-se derivadas de ordem superior.

O método de Newton apresenta como principal desvantagem o facto de poder divergir se a solução inicial não for criteriosamente escolhida. Assim, como apenas se procura um ponto em que a primeira derivada é nula, a solução poderá ser um mínimo local, um máximo local.

4.3.1.2.2 Minimização de Funções com n variáveis e sem restrições

Na realidade é pouco frequente encontrar um problema estrutural sem restrições, mas, mesmo assim, é importante estudar os métodos de minimização de funções sem restrições pelas seguintes razões[33]:

- Alguns métodos complexos e robustos de minimização com restrições utilizam métodos de minimização sem restrições;
- O estudo de métodos de minimização sem restrições contribuem para fornecer um conhecimento básico na utilização de métodos com restrições;
- Em certos casos é possível resolver complexos problemas estruturais.

A formulação de um problema de minimização sem restrições de uma função com n variáveis é:

$$\text{Minimizar } F(x_n)$$

De igual forma, o tipo de métodos utilizados nas funções com n variáveis dividem em: métodos de ordem zero, de primeira ordem e de segunda ordem.

Os métodos de ordem zero são geralmente utilizados nos casos em que a função apresente uma descontinuidade ou quando derivadas exigem a utilização de grandes recursos informáticos.

O método de Powell é um método clássico de ordem zero que se revela vantajoso nos problemas em que o número de variáveis de projecto é reduzido, não é possível determinar as derivadas e cada avaliação da função objectivo tem um custo elevado.

O método das pesquisas aleatórias também poderá ser plicado nos problemas onde a função é descontínua. O facto de o processo iterativo não depender da solução inicial e a solução não ser atraída por eventuais mínimos locais, torna-o com uma boa capacidade de pesquisa do mínimo global de F no seu domínio. As pesquisas são independentes entre si e após as sucessivas corridas recolhem-se os dados e compara-se a melhor solução. Por ser um método computacionalmente caro, dificilmente resolverá problemas com poucas dezenas de variáveis, e quando tal acontece, para se obter uma solução com uma precisão aceitável torna-se necessário efectuar um número elevado de avaliações da função objectivo e o tempo de resolução torna-se inaceitável. Os Algoritmos Genéticos baseiam-se no método das pesquisas aleatórias e as suas características serão analisadas no seguinte subcapítulo.

Nos métodos de primeira ordem (métodos onde se requer o cálculo da primeira derivada), o método do máximo declive destaca-se pela sua simplicidade. No entanto o método de Fletcher-Reeves é mais eficiente e não implica um acréscimo significativo na complexidade do algoritmo.

Quanto mais elevada for a ordem das derivadas, mais correcta é a aproximação do problema original, e assim os métodos de primeira ordem são superiores aos de ordem zero.

O método de Newton é de segunda ordem, porque utiliza a matriz Hessiana, que são as segundas derivadas de F . Se não for possível obter as segundas derivadas o cálculo pode ser efectuado por diferenças finitas. A cada nova iteração em que for efectuada uma pesquisa unidimensional, o método torna-se mais robusto. Em comparação com os métodos de graus diferentes, os métodos de segunda ordem, possibilitam soluções muito precisas devido à sua convergência quadrática e a matriz Hessiana possibilita a verificação das condições suficientes de optimalidade.

4.3.1.2.3 Minimização de Funções com n variáveis e com restrições

Na realidade, no caso do desenvolvimento de um projecto, é esta a situação que ocorre com mais frequência.

A formulação de um problema de minimização de funções com n variáveis e com restrições de igualdade ou desigualdade é:

$$\text{Minimizar } F(x_n) \quad (4.4)$$

s.a.

$$g(x_n) \leq 0$$

$$h(x_n) = 0$$

Por vezes são utilizados métodos de minimização sem restrições para resolver problemas com restrições. Nessa situação é necessário proceder a uma transformação (métodos de transformação) para converter o problema com restrições num equivalente, mas sem restrições. Após a transformação poderá ser utilizado um dos métodos de minimização sem restrições já considerado. Para a essa transformação pode-se recorrer ao Lagrangeano, Lagrangeano aumentado ou a funções de penalidade. Por sua vez os designados métodos primais, abordam directamente o problema de minimização com restrições. Dos métodos primais destacam-se o método das direcções sucessivas, o método gradiente reduzido, o método das direcções admissíveis modificado, sequência de programas lineares, sequência de programas convexos linearizados e sequência de programas quadráticos [40].

O método das direcções admissíveis utiliza a função objectivo e as restrições para calcular a direcção de pesquisa. A partir de uma solução admissível o método procura diminuir sucessivamente a função objectivo, mantendo sempre a solução dentro da região admissível. Este método é pouco robusto porque tem uma grande dependência do valor dos parâmetros que definem o método, e se os parâmetros não forem escolhidos de forma conveniente poderá ocorrer o fenómeno *zigzaggin* (entrada e saída do conjunto de restrições activas) [4].

No método gradiente reduzido a resolução consiste em converter o problema apenas restringido por igualdade. Com esse objectivo são introduzidas variáveis adicionais. De seguida escolhe-se um conjunto de variáveis dependentes cujo número de elementos é igual ao número de restrições. Determina-se uma direcção de pesquisa em termos das restantes variáveis independentes, que simultaneamente seja uma direcção de descida e que mantenha a solução corrente sobre uma aproximação linear da região

admissível. Pode-se, em seguida, aplicar o método de Newton para actualizar as variáveis dependentes. No entanto apesar de este método ser mais eficiente do que o anterior, requer a introdução de muitas variáveis, o que dificulta as operações executadas no subconjunto das variáveis dependentes.

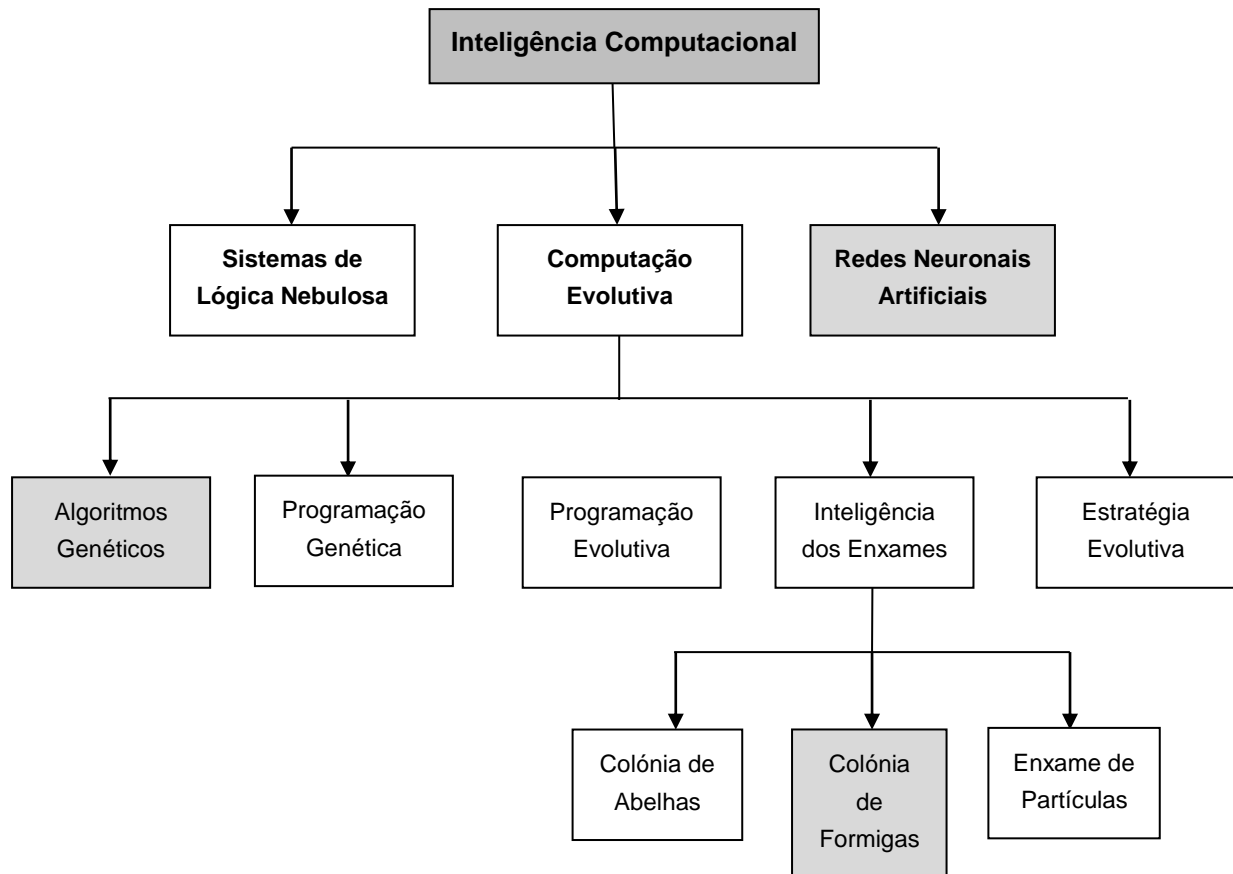
Na sequência de programas lineares (SPL) a programa matemático baseia-se numa aproximação linear da função objectivo e das restrições, efectuando um desenvolvimento da série de Taylor de 1ª ordem. O problema linearizado é resolvido por programação linear. O dimensionamento é modificado e efectua-se a nova linearização, repetindo-se este processo até atingir convergência. Como geralmente a aproximação considerada não é exacta, é conveniente resolver o programa linear mais do que uma vez, para que a solução se aproxime mais da solução óptima. Nos casos em que o problema tem menos restrições do que variáveis de projecto, é necessário impor limites móveis para reduzir os erros introduzidos pelas aproximações, que vão sendo reduzidos durante o processo de optimização de forma a evitar oscilações nos resultados. Para os problemas convexos, as soluções aproximam-se do óptimo através de dimensionamentos não pertencentes ao domínio.

Por outro lado na sequência de programas quadráticos (SPQ) gera-se uma aproximação quadrática para a função Lagrangeana e as restrições são linearizadas. Resolve-se assim o problema por aproximação quadrática e a solução que se obtém coincide com a direcção que é utilizada no método de Newton. O anulamento do gradiente do Lagrangeano associado ao programa matemático constitui um sistema de equações lineares que coincide com o que é resolvido em cada iteração no método de Newton, daí a conclusão anterior.

4.3.2 TÉCNICAS AVANÇADAS DE OPTIMIZAÇÃO

Nos últimos anos, têm-se desenvolvido técnicas de optimização conceitualmente diferentes dos tradicionais métodos de optimização. Estes baseiam-se em fenómenos e estruturas biológicas, moleculares e neurológicos.

A Inteligência Artificial (IA), que é uma área da ciência computacional, tem desempenhado um papel importante na busca de métodos de optimização mais eficientes e mais rápidos, pois tem como objectivo procurar métodos ou dispositivos computacionais que possuam ou simulem a capacidade racional de resolver problemas. A Inteligência Computacional divide-se essencialmente em três campos como indica o esquema 4.3: Sistemas de Lógica Nebulosa, Computação Evolutiva onde são usados geralmente algoritmos evolutivos, e Redes Neurais Artificiais.



Esquema 4.3 - Esquema das técnicas avançadas de otimização

A Computação Evolutiva, como o nome indica, tem por objectivo utilizar conceitos e princípios da evolução natural das espécies como estratégia computacional para os diferentes problemas.

Das técnicas evolutivas anteriormente apresentadas, nesta dissertação detalham-se apenas duas: a Colónia de Formigas e os Algoritmos Genéticos. Apesar da diversidade de algoritmos evolucionários dá-se especial atenção aos AG, pois o desenvolvimento prático da dissertação está baseado nesta técnica.

Neste contexto serão desenvolvidos alguns conceitos teóricos sobre algumas técnicas de optimização desenvolvidas pela IA:

- Redes Neurais
- Algoritmos Genéticos
- Colónia de Formigas

No entanto salienta-se que actualmente existem inúmeros métodos de optimização que não serão abrangidos na presente dissertação como: a colónia de abelhas, optimização topológica e outros que poderiam ser explanados.

4.3.2.1 Algoritmos Genéticos

Os Algoritmos Genéticos (AG) são técnicas de optimização estocásticas, técnicas essas que têm como principal característica a busca do ponto óptimo através de regras de probabilidade de forma aleatória, e

são inspiradas no processo de evolução através de selecção natural e complementada pelos princípios da genética.

Para uma melhor introdução ao caso prático incluído no capítulo 5, serão abordados alguns conceitos teóricos e fundamentais sobre os AG's. Será alvo de consideração a origem, o funcionamento dos AG's e de forma resumida a comparação entre os métodos clássicos e os AG's.

4.3.2.1.1 Origem dos Algoritmos Genéticos

Na natureza, para uma determinada população, quando há escassez de recursos os indivíduos mais aptos e melhor preparados para a competição dominam os mais fracos e sobrevivem. Tal processo de selecção ocorre porque, dentre todas as características imprescindíveis á competição, nesses seres vivos estão presentes algumas de forma mais acentuada que noutros. Por herança, os descendentes provavelmente apresentarão essas características, e por isso terão uma maior probabilidade de sobreviverem. Além disso, os indivíduos mais aptos podem surgir da exploração de uma característica ainda não desenvolvida na população. Se apenas se tentasse descobrir essas característica através da selecção dos mais aptos e do cruzamento dentro da mesma população, não se saberia se eram de facto as melhores características, visto que depois de muitas gerações, todos os membros compartilhariam praticamente o mesmo código genético. De forma a contornar o problema, a natureza insere material genético diferente através do processo da mutação. Após o processo de mutação poderão surgir indivíduos que têm a mesma ou superior capacidade de sobreviver.

Por isso na obra *The Origin of Species*, Charles Darwin afirmava:

“...Se variações úteis para qualquer organismo devam ocorrer para que ele venha a existir, certamente indivíduos assim caracterizados terão a melhor chance de serem preservados na luta por sobrevivência; e do forte princípio de hereditariedade, eles tenderão a produzir gerações com características similares. Este princípio de preservação, eu baptizei, para ser sucinto, de Selecção Natural.”

John Holland partiu deste pressuposto, e pretendeu implementar em sistemas artificiais o processo que funcionava tão bem nos sistemas naturais, e propôs assim um modelo computacional heurístico¹ que poderia resolver problemas complexos e ainda sem solução para a ciência computacional. A sua teoria foi desenvolvida por David Goldberg, um aluno seu, que em 1989 produziu a obra *Genetic Algorithms in search, Optimization and Machine Learning* [23].

Os AG's modelam uma solução para um problema específico numa estrutura de dados, como se encontra num cromossoma, e com o uso de operadores genéticos inspirados na biologia evolutiva e na hereditariedade, como a mutação, a selecção, e o cruzamento, que efectuem uma pesquisa paralela e estruturada. Apesar de ser uma técnica estocástica² e por isso efectuarem uma pesquisa aleatória, os AG's são determinísticos pois partem de dador determinísticos provenientes de indivíduos, de gerações anteriores, para obterem a melhor solução. Além, disso o seu funcionamento assegura que nenhum ponto do espaço de solução tenha probabilidade nula em ser analisado.

Neste contexto, o problema (ambiente de sobrevivência) descreve-se através de uma função matemática, onde as estruturas (indivíduos) mediante as características únicas que possui (genes), apresentarão resultados mais favoráveis ou mais desfavoráveis. Assim numa população de indivíduos, cada um deles é

¹ Algoritmo, associado a um conjunto de procedimentos simples, muitas vezes baseados no senso comum, que encontram soluções de boa qualidade (não necessariamente a óptima) de maneira simples e rápida.

² Técnicas de optimização em baseiam a sua busca do ponto óptimo em regras de probabilidade trabalhando de maneira “aleatória orientada”. Estas técnicas utilizam só informações contidas na função de optimização, sem requerer informações sobre derivadas ou descontinuidades.

uma possível solução que está codificada num cromossoma. Cada cromossoma é constituído por um conjunto de genes que representam uma numeração binária os valores das variáveis do problema. A aptidão de cada solução é definida a partir dos valores da função objectivo e das restrições.

De forma simples os AG's consistem em três processos:

- Codificação e decodificação das variáveis do problema utilizando cromossomas;
- Avaliação da aptidão de cada cromossoma;
- Aplicação dos operadores genéticos para gerar uma nova geração de soluções.

Assim, em cada individuo é analisado o seu código genético e é avaliada a sua aptidão através do cálculo da função objectivo. Se após este processo, a solução não cumprir as restrições impostas, o valor da função objectivo é penalizado.

4.3.2.1.2 Fundamentos dos Algoritmos Genéticos

John Holland propôs em 1975 um modelo designado *schema theorem*, ou teorema dos esquemas, que é o teorema fundamental dos algoritmos genéticos. Resumidamente o teorema afirma que pequenos esquemas (agrupamento de genes) contidos em bons cromossomas aumentam exponencialmente nas gerações seguintes, no entanto, quando os esquemas estão contidos em maus cromossomas tendem a desaparecer [23]. Pretendia-se, com o referido teorema responder à pergunta: na análise de um conjunto de indivíduos, qual é a hipótese de um individuo sobreviver?

Inicialmente, consideremos que se tem numa dada geração t , um dado esquema H_e , que possui m representantes e, essa situação é denotada por $m = m(H_e, t)$.

Quantos representantes existirão na geração $t + 1$?

O teorema responde através da equação seguinte:

$$m(H_e, t + 1) \geq m(H_e, t) \cdot \frac{f(H_e)}{f_m} \cdot \left[1 - p_c \cdot \frac{\delta(H_e)}{l-1} - O(H_e) \cdot p_m \right] \quad (4.5)$$

A expressão indica claramente que o número de esquemas aumentará dependendo da razão entre o valor médio da função objectivo dos cromossomas de um dado esquema e o valor médio da função de toda a população.

Na expressão 4.5 pode-se assim formular os efeitos de selecção/reprodução, cruzamento e mutação sobre o número de esquemas esperados na próxima geração.

Este tornou-se o teorema fundamental dos Algoritmos Genéticos simplificados (AGs).

4.3.2.1.3 Elementos dos Algoritmos Genéticos

O método dos Algoritmos Genéticos é constituído pelos elementos:

- Individuo – solução única do problema;
- Genótipo – informação genética no estado natural com que AG trabalha, que geralmente é uma sequência de bits (é o cromossoma);

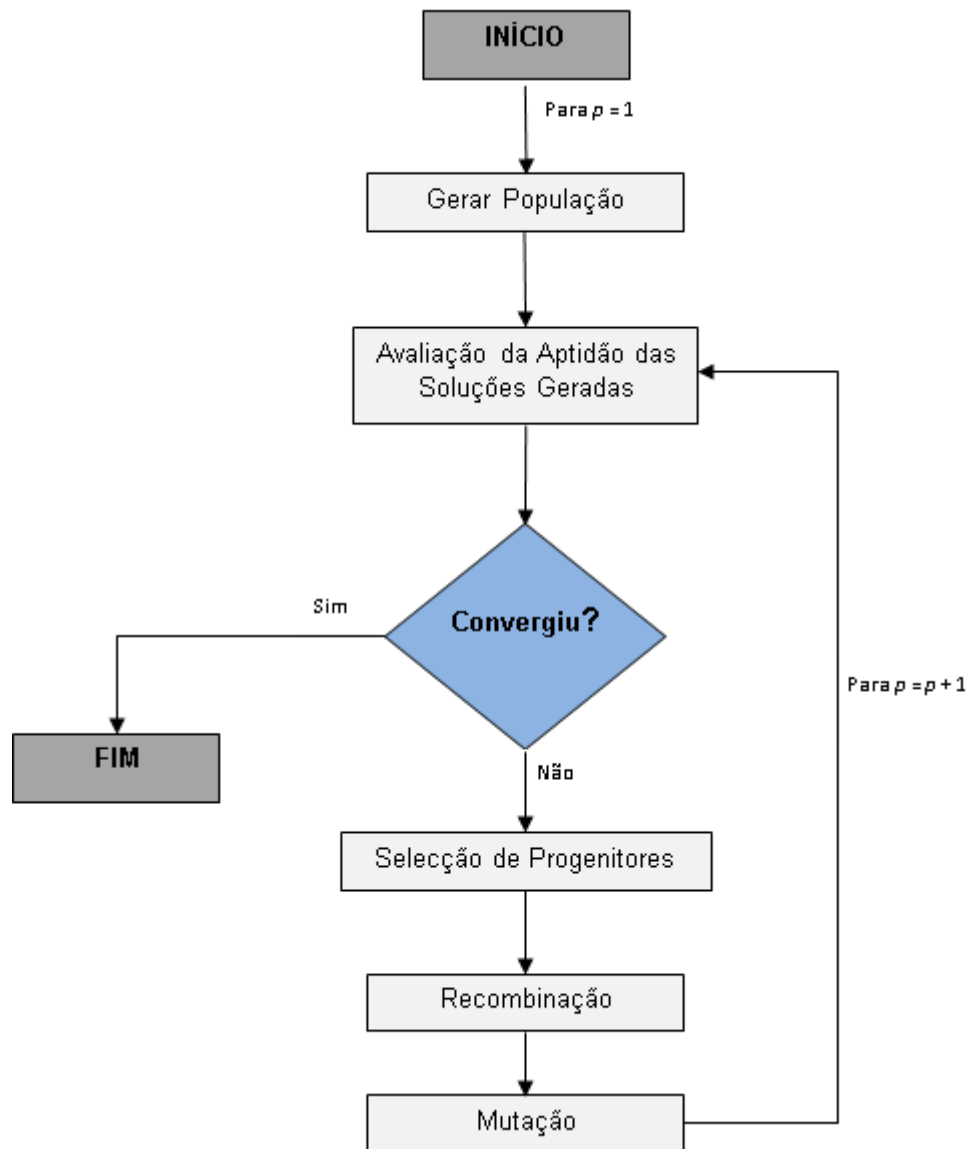
- Gene – divisão do cromossoma;
- Fenótipo – é a expressão do cromossoma em termos de modelo, isto é, o cromossoma modificado;
- População – conjunto de indivíduos envolvidos no processo de pesquisa;
- Reprodução – conjunto dos processos: acasalamento, recombinação e mutação;
 - Selecção – escolha de dois indivíduos;
 - Recombinação – descendentes recebem código genético de ambos os progenitores e garante-se que os melhores indivíduos trocam entre si a melhor informação e assim são mais aptos para sobreviver;
 - Mutação – permite a variabilidade genética na população.

Assim, segundo os elementos do Algoritmo Genético e a reprodução assexuada existe a seguinte correspondência biunívoca:

Reprodução Assexuada	\Leftrightarrow	Algoritmo Genético
Genética	\Leftrightarrow	Problemas de optimização
Cromossomas	\Leftrightarrow	Indivíduos
Genes	\Leftrightarrow	Variáveis
Alelos	\Leftrightarrow	Valores das variáveis

4.3.2.1.4 Estrutura e Funcionamento dos Algoritmos Genéticos

A estrutura e a sequência de procedimentos de um Algoritmo Genético simplificado são representadas pelo esquema 4.4.



Esquema 4.4 - Esquema representativo do funcionamento dos AG's

Os AG utilizam normalmente uma população de soluções candidatas para o dado problema, mas que estão distribuídas de forma aleatória no espaço da procura. Os indivíduos (cromossomas) dessa população transportam o seu código genético e são seleccionados para a reprodução de acordo com a sua qualidade. O processo de reprodução consiste na troca de informação entre os progenitores e é designado por recombinação. Os novos indivíduos gerados podem ser alterados de forma localizada através dos efeitos de um operador conhecido por mutação. Estes dois últimos operadores genéticos permitem manter a diversidade da população e evitar que o AG convirja prematuramente para um mínimo local.

O funcionamento de um AG pode descrever-se da seguinte forma: a população inicial é gerada aleatoriamente. Como cada individuo da população representa uma solução candidata para o problema, teremos várias soluções possíveis geradas aleatoriamente que ficaram distribuídas no espaço da procura. Esta população inicial evoluirá ao longo de um número de gerações através da actuação dos mecanismos de selecção, recombinação e mutação. Os melhores indivíduos da população são seleccionados de acordo com a sua combinação genética para que se possam reproduzir. A reprodução consiste na troca de material genético entre os dois progenitores envolvidos e dará origem à nova descendência. Estes novos indivíduos poderão ainda ser alterados através dos efeitos do operador de mutação. A forma como se define a nova população pode variar. Se todos os indivíduos da população anterior forem substituídos por novas soluções, o processo designa-se por geracional ou técnica de sobreposição. Se apenas um grupo de indivíduos for substituído, o processo designa-se por estado estável.

4.3.2.1.5 Codificação das Variáveis

Há actualmente alguma variedade nos tipos de codificação, mas são utilizados com mais frequência a codificação binária, a codificação Gray e a codificação real.

A codificação binária utiliza números binários, ou seja, conjuntos entre 0 e 1 para representar as variáveis. Um individuo com a codificação binária é representado pela seguinte forma:

$$x = [101010 \ 101101 \dots x_n]$$

onde cada variável é representada por um conjunto de bits (genes). O número de bits pode ser diferente para cada variável e está relacionado à precisão requerida. Se, por exemplo, uma variável for limitada ao intervalo $[-2;2]$ e uma precisão de quatro casas decimais, tem-se 40000 divisões e a variável deverá ter 16 bits ($2^{15} = 32768$; $2^{16} = 65536$).

No entanto há algumas dificuldades em trabalhar com codificação binária. Uma delas está associada à elevada precisão, pois quanto maior a precisão mais extenso será o vector para representar o individuo. Outra é a presença de Hamming cliffs, que são grandes diferenças nas cadeias de bits que codificam dois números inteiros próximos [23]. Esta dificuldade faz-se sentir quando, por exemplo se realiza uma perturbação nos bits relevantes da variável, pois pode causar um grande deslocamento da variável no espaço de pesquisa.

A ultima dificuldade associada à codificação binária pode ser evitada se for utilizada a codificação de Gray.

Apesar de também se utilizarem os valores de 0 e 1 para representar os indivíduos, uma pequena taxa de perturbação não amplia a região de exploração como aconteceria no caso anterior, mas pelo contrário, ajuda na convergência final dos AGs.

A codificação real trabalha directamente com números reais, mas como seria de esperar, tal codificação torna os métodos de troca de informações genéticas mais complexas.

4.3.2.1.6 Avaliação de mérito

Na maior parte das aplicações é utilizada a técnica da penalização para introduzir as restrições problema na própria função objectivo e transformar os problemas de optimização estrutural em problemas de optimização sem constrangimentos. De forma a se avaliar a aptidão de um cromossoma, os genes são decodificados em variáveis de projecto. Como já mencionado, com estas variáveis é calculado o valor da função objectivo e posteriormente averigua-se se algum constrangimento foi violado. Caso se verifique, aplica-se uma penalização á função objectivo que fica associada á performance do cromossoma e permite calcular o respectivo mérito que desempenha um papel fundamental no processo de selecção.

4.3.2.1.7 Mecanismos de Selecção

O processo selecção/reprodução é responsável pela escolha dos indivíduos que serão submetidos às operações genéticas (cruzamento e mutação), e os indivíduos resultantes irão compor a nova geração. É penalizador favorecer sempre a selecção do melhor individuo, mas também não é benéfico tornar a escolha completamente aleatória. Por um lado pode ocorrer convergência prematura, mas por outro, a pesquisa aleatória, não considera as informações contidas no seio da população. Serão de seguida analisados dois dos métodos de selecção: selecção proporcional (método da roleta) e a selecção por torneio [23].

No método da roleta cada individuo é representado de proporcionalmente ao seu índice de aptidão. Assim os indivíduos com alta aptidão recebem uma percentagem superior na roleta, enquanto que, os de baixa aptidão ocuparão uma parte relativamente menor. Deste modo, realizam-se os lançamentos da roleta que dependem do tamanho da população, e escolhem-se para a população temporária os indivíduos por ela sorteados. Decidiu-se incluir um exemplo gráfico do método da roleta.

	Código	Mérito	% População
Individuo 1	1010	10	11
Individuo 2	1100	12	14
Individuo 3	1001	45	52
Individuo 4	1110	20	23

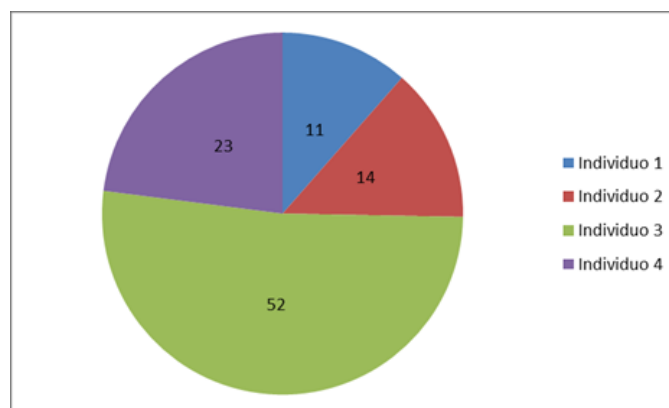


Figura 4.3 - Representação da roleta de um exemplo prático

O método de selecção por torneio é um dos modelos mais simples para implementação computacional que permite obter bons resultados. A ideia do método é escolher aleatoriamente um grupo de indivíduos na população e realizar um torneio entre eles. Comparam-se os valores do mérito de cada indivíduo e o que apresentar o valor superior é o vencedor. Este tipo de selecção não depende do desempenho dos indivíduos, mas depende apenas do valor relativo, o que se traduz nas vantagens:

- A selecção não favorece especialmente os melhores indivíduos (convergência prematura);
- É independente do valor da função objectivo, podendo esta assumir valores negativos. Após a selecção dos progenitores procede-se aos operadores genéticos: cruzamento e mutação.

4.3.2.1.8 Operador Cruzamento

O objectivo do cruzamento é a permutação do material genético entre os pares de indivíduos que foram previamente seleccionados. O anterior processo de selecção não introduz novos indivíduos na população temporária, apenas permite obter os progenitores, para a nova geração. Depois da selecção, segmentos de cada cromossoma são escolhidos ao acaso (comprimento do segmento e localização), e a informação contida nesses segmentos é trocada entre os dois cromossomas. Vários são os métodos que podem ser usados para escolher o comprimento e localização do segmento. Irão ser apresentados neste subcapítulo os métodos de cruzamento num ponto único, multi-ponto, e cruzamento uniforme.

De seguida, para ilustrar os diferentes tipos de cruzamento usaram-se os dois cromossomas representados na figura 4.4.

0	1	1	0	0	1	1	1
1	1	0	1	1	0	0	1

Figura 4.4 - Cromossoma inicial

Para se efectuar o cruzamento num ponto único, é escolhida ao acaso a zona onde se realizará o cruzamento.

0	1	1	0	0	1	1	1
1	1	0	1	1	0	0	1

0	1	1	0	1	0	0	1
1	1	0	1	0	1	1	1

Figura 4.5 – Cruzamento

No cruzamento multi-ponto a troca é feita em duas ou mais localizações escolhidas ao acaso.

0	1	1	0	0	1	1	1
1	1	0	1	1	0	0	1

0	1	1	0	0	1	1	1
1	1	0	1	1	0	0	1

1	1	1	0	0	1	0	1
0	1	0	1	1	0	1	1

Figura 4.6 - Cruzamento multi-ponto

O cruzamento uniforme é baseado num cromossoma binário criado aleatoriamente, designada máscara [42]. Os cromossomas progenitores trocam os genes na posição onde a posição na máscara é zero.

0	1	1	0	0	1	1	1
1	1	0	1	1	0	0	1

0	1	0	0	0	1	1	1
1	1	1	1	1	0	0	1

Figura 4.7 - Cruzamento uniforme

Embora a localização do cruzamento seja escolhida ao acaso, o cruzamento não é o mesmo que uma procura ao acaso no espaço de pesquisa. Como o cruzamento é baseado no processo de selecção descrito, é um meio eficiente de troca de informação e combinação de porções de cromossomas.

4.3.2.1.9 Operador Mutação

O operador de mutação é geralmente aplicado a todos os cromossomas antes de integrarem uma nova geração. Este operador é necessário para a introdução e manutenção da diversidade genética na população, alterando arbitrariamente um ou mais genes de um cromossoma. Fornece assim, meios para a introdução de novos elementos na população, assegurando que a probabilidade de se chegar a qualquer ponto do espaço de procura nunca seja zero.

0	1	0	0	0	0	1	1
1	1	1	1	1	1	0	1

Figura 4.8 - Antes da mutação

0	1	0	1	0	0	1	1
1	0	0	1	0	0	1	1

Figura 4.9 - Após a mutação

Após a realização dos operadores genéticos, os novos indivíduos são inseridos na população inicial. Assim, uma vez que a população original é alterada, tem-se uma nova geração. O processo continua até se obter a convergência.

4.3.2.1.10 Critérios de Convergência

A convergência ocorre de acordo com um critério pré-determinado, que poderá ser por determinar um erro máximo admissível. Assim que os AGs encontrarem um indivíduo que proporcione um erro menor que o estipulado, finaliza-se o processo.

Outra forma é através da diversidade genética da população. Se os indivíduos estão muito parecidos, isso pode indicar que estejam dentro da mesma região. No entanto, a convergência falha quando os AG's convergem para um mínimo local (convergência prematura). Já o número máximo de gerações falha quando não se dá tempo suficiente para investigar todo o espaço de busca. Uma metodologia inteligente a ser adoptada seria a utilização racional das duas formas de convergência citadas.

4.3.2.1.11 Ferramentas para melhoria da Convergência dos Algoritmos Genéticos

Existem formas de melhorar a convergência dos AG's por evitar a convergência prematura e por acelerar a busca da solução óptima.

Por não estar incluído no âmbito da matéria da presente dissertação a análise ao detalhe das várias ferramentas, apenas se faz menção de algumas delas. Algumas dessas ferramentas são: escalonamento, variação dinâmica de propriedades, formação de nichos, redução do espaço de busca e elitismo.

4.3.2.1.12 Comparação entre os Algoritmos Genéticos e os Métodos Clássicos de Optimização

Embora, não tenha sido encontrado um único método inteiramente eficiente e robusto para a vasta gama de problemas de optimização, a maior parte dos métodos envolve a selecção de valores para determinadas variáveis que melhoram o comportamento e performance de um problema em particular enquanto obedecem aos requerimentos e especificações de projecto.

As técnicas de pesquisa usadas em programação matemática iniciam-se com um único candidato que, iterativamente é manipulado utilizando um algoritmo de pesquisa. Estes métodos são eficientes pois o número de cálculos necessário é reduzido. No entanto não são robustos, pois podem não convergir quando existem óptimos locais e também requerem a continuidade do espaço de soluções.

Os AG's diferem dos métodos tradicionais de optimização essencialmente nos aspectos:

- Utilizam regras de transição probabilísticas e não determinísticas;
- Utilizam informações de mérito das soluções e não derivadas ou outro conhecimento auxiliar;
- Trabalham com uma codificação do conjunto de parâmetros e não com os próprios parâmetros.

4.3.2.1.13 Vantagens e Desvantagens dos Algoritmos Genéticos

As principais vantagens na utilização do método são:

- São robustos e aplicáveis a uma grande variedade de problemas
- Não usam apenas informação local, logo, não ficam presos, necessariamente, a óptimos locais como determinados métodos de busca. Esta característica é uma das mais interessantes dos algoritmos genéticos e fazem com que eles sejam técnicas extremamente adequadas para funções com várias variáveis e de comportamento complexo;
- O desempenho não é afectado pelas descontinuidades da função ou pelas derivadas. Os algoritmos genéticos não usam as informações de derivadas para a evolução nem utilizam o gradientes da função objectivo, e por essa razão, são adequados para as funções de descontinuidade ou para os quais não temos como calcular a derivada;
- Bom desempenho para uma grande variedade de problemas;
- São de fácil implementação e proporcionam maior flexibilidade no tratamento do problema.

No entanto estes algoritmos também apresentam algumas desvantagens provenientes da sua utilização:

- É difícil encontrar o óptimo global exacto;
- Requerem um grande número de avaliações da função objectivo;
- Grandes possibilidades de as configurações complicarem a resolução do problema.

4.3.2.1.14 Algoritmos Genéticos no Matlab

Há duas formas de introduzir o método dos AG's no MATLAB®: através da *Optimization Tool* ou através do *command line*.

Se o utilizador optar pelo *command line*, terá de chamar a função do algoritmo através da syntax *ga*, e terá o formato:

```
[x fval exitflag output population scores]=ga(@fitnessfcn,nvars,[],[],[],[],[],[],[],options)
```

Neste caso o *help* do MATLAB® fornece de forma detalhada a simbologia da syntax anterior. Por outro lado a apresentação do *Optimization Tool* e pode ser usada como alternativa.

No caso prático apresentado no capítulo 5 foi optou-se pelo *command line*.

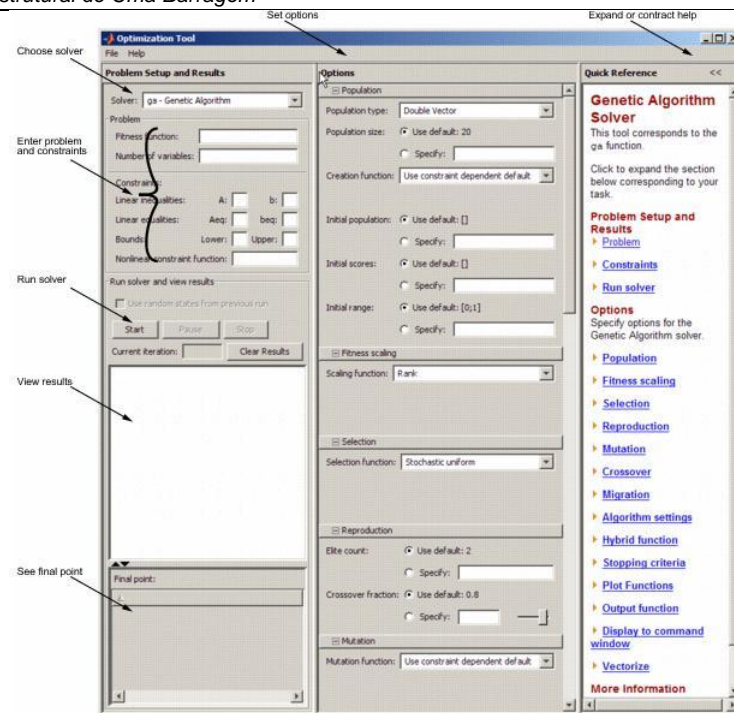


Figura 4.10 - Tool do Matlab

4.3.2.2 Pattern Search

Assim como o método anterior, o *Pattern Search* é um método heurístico. Além disso é um dos métodos de optimização de procura existentes. Neste conjunto de métodos de optimização, para que o método arranque, é necessário dar um ponto de partida, e este tem de estar incluído no domínio da função a optimizar ou então suficientemente perto que entre no domínio na primeira iteração. Outra dificuldade apontada na literatura é o facto de os métodos estarem frequentemente presos a mínimos locais e não a globais. Os métodos de procura directa (*Method Direct Search*) são uma classe importante dos algoritmos de optimização que procuram minimizar uma função através da comparação dos valores da função objectivo num número finito de pontos. Além disso, estes métodos não necessitam da informação sobre o gradiente da função objectivo.

De forma geral, os métodos de optimização de procura directa têm a seguinte sequência de procedimentos:

1. Introduzir um ponto inicial que pertença ao domínio da função objectivo;
2. Calcular um determinado número de pontos da função em diferentes sentidos a uma determinada distância do ponto inicial (o número de pontos e as direcções em que são calculados variam segundo o método a utilizar;
3. Os valores obtidos são comparados e, ou o algoritmo passa a definir o ponto inicial como sendo um dos pontos calculados que apresentou menor valor da função objectivo, ou a distância é alterada e repete-se a avaliação dos valores da função objectivo;
4. O critério de convergência do método é a redução da distância entre o ponto inicial, em cada iteração, e os pontos que estão a ser avaliados (o valor da distância é fornecido pelo utilizador).

Apesar de pertencer á classe de métodos de procura directa, a estrutura do método *Pattern Search* é na generalidade mais rígida.

Um dos conceitos mais importantes na definição da procura em padrão é a de bases geradoras positivas. A base geradora é um conjunto de vectores que geram todo o espaço, ou seja, todos os pontos do espaço são uma combinação linear (com coeficientes positivos) dos vectores da base. A figura seguinte representa os tipos de base do método.

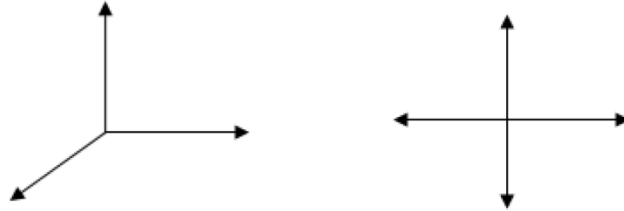


Figura 4.11 - a) Base Minimal com $n+1$ vectores b) Base Maximal com $2n$ vectores

Dado um conjunto gerador D , que poderá ser uma base positiva ou negativa, e o iterando corrente x , é possível definir dois conjuntos de pontos:

- A grelha M_x ;
- Conjunto de sondagem P_x .

Pode-se assim definir a grelha pela expressão:

$$M_x = \{x + \alpha \cdot D_x \cdot z\} \quad (4.6)$$

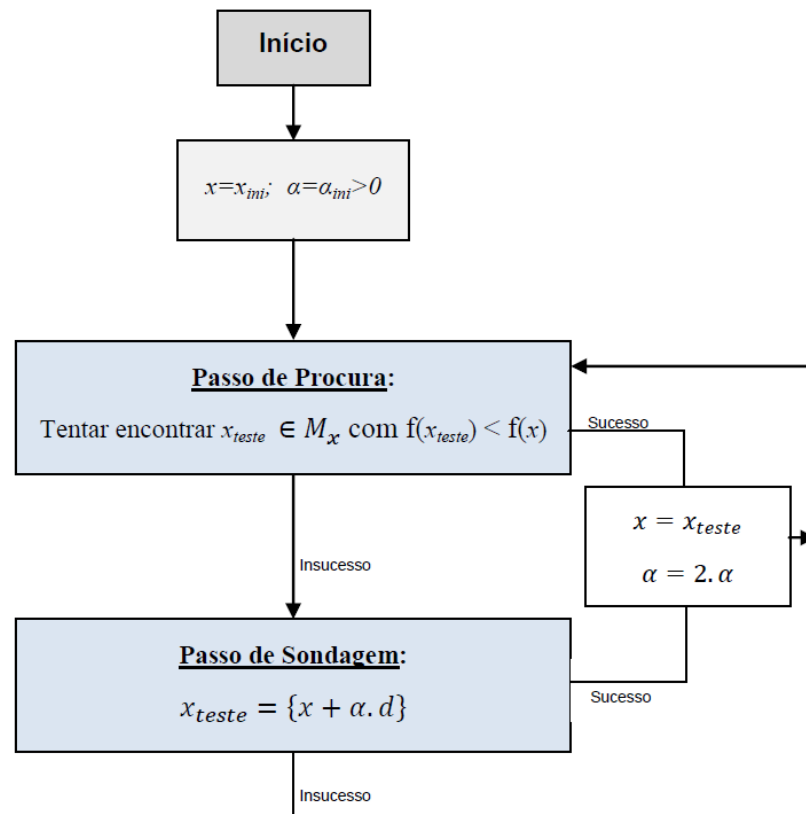
onde $\alpha(t)$ é o parâmetro do tamanho da malha.

O conjunto de sondagem é dado por:

$$x_{teste} = \{x + \alpha \cdot d\} \text{ em que } d \in D_x. \quad (4.7)$$

Neste método o passo da procura excuta uma procura finita na grelha M_x . Se a fase de procura não tiver sucesso na obtenção de um iterando melhor, então segue-se uma fase de sondagem. A fase de sondagem avalia a função nos pontos P_x na procura de um ponto que tenha menor valor da função objectivo. Se o passo da sondagem tiver sucesso o valor de α pode ser expandido, caso contrário é contraído.

De forma simplificada o processo iterativo pode ser esquematizado da seguinte forma:



Esquema 4.5 - Esquema do Pattern Search

A convergência do método resulta do passo da sondagem.

Assim os métodos de procura em padrão são benéficos porque, como alguma literatura afirma, evitam passos inadequados, restringindo a natureza dos passos através do uso de grelhas racionais, mas ao mesmo tempo testam um número suficiente de direcções para encontrar uma direcção descida através do uso de bases positivas. Apesar de serem bons para melhorar a iteração inicial, são lentos quando estão próximos da estacionariedade.

É possível aumentar a eficiência dos métodos de procura padrão pelo uso das derivadas simplécticas.

De igual forma através do MATLAB® é possível implementar esta técnica de optimização através da *Optimization Tool* ou através do *command line*. No trabalho prático foi utilizado o *command line*, e a função *Pattern Search* no MATLAB® tem a seguinte syntax:

```
[x,fval,exitflag,output]=patternsearch(@fun,x0,A,b,Aeq,beq,LB,UB,nonlcon,options)
```

4.3.2.3 Redes Neurais

As redes neuronais são técnicas computacionais que apresentam um modelo matemático inspirado na estrutural neural de organismos inteligentes que adquirem “conhecimento” através da experiência.

O cérebro humano processa informações através da activação de uma série de células, os neurónios, e os neurónios, por sua vez, interagem numa rede biológica através de intercomunicação. Os neurónios comunicam entre si através de sinapses, que é a região onde dois neurónios entram em contacto, e através da qual, os impulsos nervosos são transmitidos entre eles.

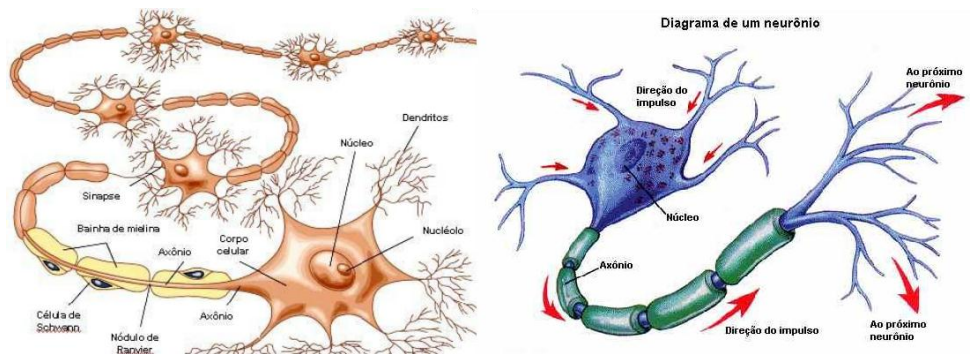


Figura 4.12 - Figuras que representam a estrutura e o funcionamento do neurónio [45]

Os impulsos recebidos por um neurónio A, em um determinado momento, são processados, e atingindo um dado limiar de acção, o neurónio A dispara, produzindo uma substância neuro-transmissora que flui do corpo celular para o axónio, que pode estar conectado a um dendrito de um outro neurónio B. O neurotransmissor pode diminuir ou aumentar a polaridade da membrana pós- sináptica, inibindo ou excitando a geração dos pulsos no neurónio B. Este processo depende de vários factores, como a geometria da sinapse e o tipo de neurotransmissor.

Uma rede neuronal tem um funcionamento idêntico. A rede é composta por várias unidades de processamento que estão conectadas por canais de comunicação que estão associados a um determinado peso, e realizam operações mediante o que recebem pelas conexões. Assim o comportamento inteligente da rede vem das interações entre as unidades de processamento.

As camadas das redes neuronais são classificadas em três grupos:

- Camada de Entrada – onde os padrões são apresentados á rede;
- Camadas Intermediárias – onde é feito grande parte do processamento, através das conexões;
- Camadas de Saída – onde o resultado final é apresentado.

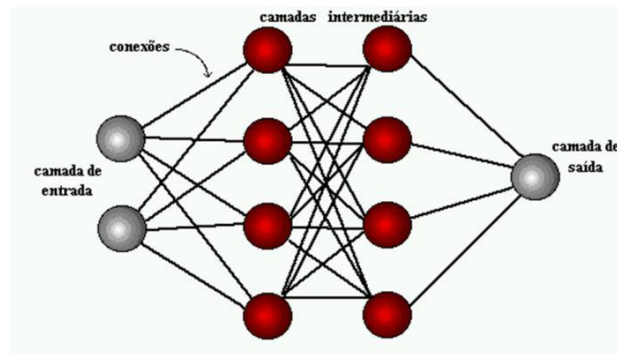


Figura 4.13 - Figura representativa de uma rede neuronal

4.3.2.4 Colónia de Formigas

A colónia de formigas é um dos métodos que se baseia na inteligência de enxames. O termo inteligência dos enxames é utilizado para designar sistemas de inteligência artificial onde o comportamento colectivo dos indivíduos de uma população conduz a soluções simples e coerentes. A noção de enxame sugere um aspecto de movimento colectivo no espaço, e as interacções colectivas de todos os agentes dentro do sistema leva a um comportamento ou inteligência colectiva. Geralmente são constituídos por agentes não inteligentes, com uma capacidade individual limitada, mas capazes de apresentar comportamentos colectivos inteligentes.

A optimização por colónias de formigas (ACO – *Ant Colony Optimization*), é um algoritmo meta heurístico de optimização que pode ser usado para encontrar soluções aproximadas em problemas de optimização combinatória. O seu princípio baseia-se na simulação do comportamento de um conjunto de agentes que cooperam para resolver um problema por meio de comunicações simples. Neste caso os agentes são as formigas que conseguem encontrar, com alguma facilidade, o caminho desde o ninho até a uma fonte de comida, mesmo quando ocorrem alguns obstáculos. Esta capacidade é o resultado da comunicação química entre as formigas.

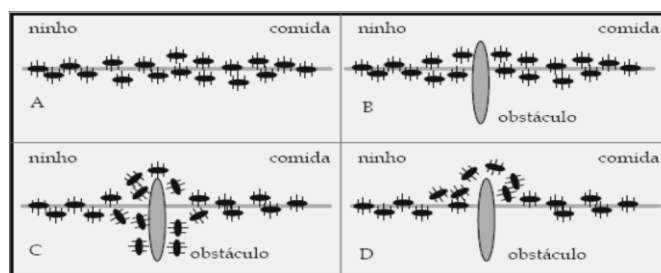


Figura 4.14 - Figura representativa do método da colónia de formigas

Na figura anterior fica evidente que após a colocação de um obstáculo as formigas encontram o caminho mais curto. Após a colocação do obstáculo, admite-se que metade das formigas vira á direita e outra metade vira a esquerda. No entanto, por ser o caminho mais curto, irão reconstruir o trilho de feromonas que tinha sido interrompido. Assim o caminho mais curto receberá uma maior quantidade de feromonas num período de tempo mais curto o que, por sua vez, causa que um número superior de formigas opte por esse trajecto. Além disso com o passar do tempo as trilhar de feromonas começam a evaporar, reduzindo a sua força atractiva.

A ideia do algoritmo de colónia de formigas é imitar o comportamento com “formigas artificiais”. Os algoritmos ACO são geralmente utilizados para resolver problemas de custo mínimo. Existem portanto N nós e A arcos não direccionados, e haverá dois modos de funcionamento das formigas: para a frente e para trás. Apenas podem deixar feromonas no modo para trás e considera-se que as formigas têm memória para voltar para trás. Assim elas avaliam o custo dos caminhos que têm percorrido e os mais curtos recebem um depósito superior de feromonas.

4.4 OPTIMIZAÇÃO DE FORMAS DE BARRAGENS

Na optimização de uma estrutura em casca verifica-se uma tendência crescente em usar o método de elementos finitos como método de análise [40]. Existem no entanto programas de elementos finitos que apresentam uma linguagem de programação que possibilitam efectuar a análise e a optimização da estrutura no mesmo programa sem o uso de algoritmos.

Neste caso o programa é formulado através de um programa matemático cujas variáveis de projecto representam as coordenadas nos nós ou definem a fronteira dos elementos da casca. Para definir a forma da estrutura são usadas restrições relacionadas com o seu comportamento como deslocamentos, tensões, reacções e limita-se os valores das variáveis de projecto de modo a que a estrutura seja exequível.

Era frequente no dimensionamento e optimização da forma de uma barragem considerar tensão constante em toda a barragem [51]. A preocupação de obter uma solução óptima baseou-se nesta condição de carregamento.

Esta ideologia estrutural é apoiada pelo teorema de Ducker-Shield que através de um conjunto suficiente de condições permite identificar a estrutura que conduz ao volume mínimo mantendo constante o valor da força. Apesar de o teorema ter sido assiduamente procurado, a análise das tensões de barragens torna evidente que a solução ideal é diferente da obtida pelo teorema, já que as tensões ao longo do corpo da barragem também não são uniformes.

Além disso uma das hipóteses do teorema de Ducker-Shield de manter a distribuição da tensão até a secção média não é satisfeita devido simultaneamente á diminuição da tensão e á distribuição de tensões que se verifica na secção média da barragem. Estas foram razões válidas para abandonar este teorema na optimização directa [31].

4.4.1 MÉTODO DA MEMBRANA

Numa altura em que o desenvolvimento computacional era muito limitado, os métodos experimentais eram os únicos que permitiam concluir qual o comportamento das barragens segundo o seu dimensionamento. Além disso numa barragem abóbada a pressão hidrostática é suportada pela resistência do material e por isso a forma é essencial para a estabilidade da estrutura.

O método experimental da membrana tornou-se assim um dos métodos mais bem-sucedidos para obter a forma de uma barragem abóbada.

Devido ao bom comportamento do betão á compressão e a baixa resistência do betão á tracção, a forma ideal será aquela em que as tensões de tracção são nulas e as tensões de compressão são as máximas admissíveis para um determinado carregamento. É teoricamente possível obter a forma ideal anteriormente descrita se a estrutura tiver a forma de um anti-funcular do carregamento e a espessura variar de acordo com as forças aplicadas na membrana [35].

O teste laboratorial consistia numa membrana de borracha, inicialmente plana, fixada de maneira contínua numa moldura inclinada nas encostas do vale, que é carregada na face de jusante pelo sistema hidrostático e por um sistema discreto de pesos que simulava o peso próprio da estrutura. Os pesos eram estimados em função das espessuras previstas em cada troço e eram aplicados verticalmente para cima, enquanto que a deformada da membrana devido a pressão da água (simulando a pressão hidrostática) fornecia a forma da barragem otimizada.

Eram obtidas várias formas de membranas em função do valor dos pesos e da espessura da membrana de borracha desde a base até ao topo e foi possível, com base nos vários resultados obtidos, desenvolver equações paramétricas para as formas. Foram criadas essas equações empíricas de forma a evitar a principal desvantagem que o método acarretava que era o seu custo.

Além dos custos, alguns autores criticavam o método por não considerar a fixação da barragem nos encontros, que induziria o aparecimento de momentos significativos, por apenas se considerar o nível máximo de cheia (NMC) para a carga hidrostática e não se verificar para outros carregamentos parciais, e pela limitação e dependência relativamente á geometria inicial.

Com o desenvolvimento tecnológico foi possível desenvolver o Método da Membrana através de métodos numéricos.

Este método torna-se muito mais rápido e simples que o anterior, diminuindo significativamente os custos e ao mesmo tempo possibilitava que não houvesse qualquer tipo de restrições quanto a lei constitutiva do material a utilizar na membrana. No entanto este método era igualmente limitado e dependente da escolha da geometria inicial.

Nos diferentes programas que algumas instituições desenvolveram consideraram-se dois critérios gerais para se obter a espessura e a forma paramétrica dos paramentos das barragens: critério de tensões e critério de deslocamentos radiais. O primeiro procurava limitar ao máximo as tensões de tracção e aumentar as tensões de compressão, enquanto que o segundo procurava manter a deformação radial quase constante no desenvolvimento do arco.

A optimização consistia em definir uma função objectivo através dos diferentes parâmetros e minimizá-la enquanto está sujeita a um sistema de restrições (geometria, tensões, etc).

4.4.2 OPTIMIZAÇÃO DE BARRAGENS PELAS TÉCNICAS AVANÇADAS

Em virtude do custo associado á construção das barragens, torna-se essencial proceder a vários processos de optimização, segundo as várias variáveis que compõem a função objectivo.

A forma estrutural das barragens tem sofrido um considerável desenvolvimento, face às primórdias construções, devido ao conhecimento adquirido dos materiais utilizados, á utilização de potentes programas computacionais e também devido ao avanço das técnicas de optimização que analisam um conjunto enorme de soluções possíveis.

Além das técnicas consideradas anteriormente, existem outras que poderiam ser implementadas num caso prático.

Diversos artigos são actualmente publicados sobre técnicas avançadas aplicadas à construção de barragens [20] [30].

Nesta dissertação foram implementadas duas técnicas avançadas de optimização aplicadas a uma barragem gravidade, e procede-se à sua análise no capítulo seguinte.

5

OPTIMIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE**5.1 INTRODUÇÃO**

As barragens gravidade apresentam, devido às suas características, um custo de construção acentuado, e uma considerável percentagem desse custo está associado ao custo do betão. Como já mencionado este tipo de estruturas resiste às acções aplicadas apenas com o seu peso próprio, daí a necessidade da utilização de um grande volume de betão.

Logo se a optimização possibilitar uma diminuição do volume de betão final, isso acarreta uma poupança significativa no volume e consequentemente nos custos finais. Assim o objectivo é optimizar uma barragem gravidade de betão. No início da dissertação pensou-se em optimizar o volume/forma uma barragem abóboda, mas depois de alguma pesquisa, conclui-se que o tempo para parametrizar e analisar este tipo de estruturas nos levaria para além do prazo permitido para a dissertação. Ainda foram feitas algumas tentativas em parametrizar a barragem abóboda em Robot, no entanto como este programa não utiliza uma linguagem de programação acessível ao utilizador, não foi possível fazer um processo iterativo, como era pretendido.

Assim devido ao escasso tempo e devido aos objectivos da dissertação optou-se por simplificar a parametrização da estrutura e dedicar mais tempo à análise de resultados das várias corridas de optimização.

No presente caso prático foram utilizados alguns recursos informáticos, no qual se incluem: ANSYS®, MATLAB® e CRIMSON®. O primeiro teve o objectivo de analisar as diferentes formas de barragens apresentadas, o MATLAB® foi o recurso de programação e o CRIMSON® o editor de texto que permite trabalhar com as várias linguagens de programação.

5.2 METODOLOGIA DE OPTIMIZAÇÃO

Na metodologia de optimização, como já referido, utilizou-se o ANSYS® para análise de elementos finitos e o MATLAB® para executar os dois métodos de optimização descritos em 4.3.2.1 e em 4.3.2.2.

O ANSYS® possui várias ferramentas que permitem acções interactivas (*ANSYS-Interactive*), a execução de um programa parametrizado (*Ansys Parametric Development Language – APDL*), e os resultados através da interface gráfica (*Ansys Workbench*).

Em ambos os modelos, como se trata de um problema paramétrico foi usada a linguagem suportada pelo ANSYS® que permitiu parametrizar a estrutura (APDL). Além disso fez-se uso do modo *batch* por auxiliar bastante o processo de modelação e análise, principalmente quando há procedimentos repetitivos.

De forma geral, quando se pretende realizar um problema de optimização através do ANSYS® com o auxílio de um programa externo, pode-se seguir o seguinte processo genérico:

1. Criar um ficheiro de *input* em linguagem APDL de modo a poder ser utilizado pelo ANSYS® em modo *batch*;
2. Cria-se paralelamente um programa externo de optimização de modo a originar iterativamente o ficheiro *input* a ser lido pela linguagem APDL e de modo a ler o ficheiro de resposta que contém os resultados da análise de elementos finitos necessárias para o processo de optimização;
3. O programa de optimização é executado;
4. Quando o programa de optimização é executado, este descreve o ficheiro de dados em linguagem APDL e lança a ordem de execução do ANSYS® em modo *batch*. O ANSYS® por sua vez executa comandos APDL que estão no ficheiro que define a análise e onde existe um comando de leitura que lê os dados do ficheiro originado pelo programa de optimização. Finalmente o ficheiro de resultados pretendido é criado;
5. O programa de optimização lê o ficheiro de resultados, avalia esses mesmos resultados com o algoritmo de optimização pretendido e altera o ficheiro de dados.

Como última nota refere-se que, nesta dissertação, as variáveis de projecto estão parametrizadas no ficheiro APDL e que a função objectivo e as respectivas restrições estão no ficheiro **Ft2_Objectivo** e **Ft3_Restrições** no MATLAB®.

5.3 MODELO 1

5.3.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA BARRAGEM

No primeiro modelo, já definido em 3.2.1, foram utilizadas as seguintes características geométricas:

- $H = 100$ m
- Inclinação de jusante = 0,8

Por dedução dessas características geométricas, a base da barragem terá 80 m de largura e assim como é comum nas análises de barragens gravidade considerou-se que o comprimento longitudinal da barragem é de 1 m. Como este modelo tem a forma de um triângulo é possível prever, de forma antecipada, que o volume óptimo estará próximo de 4000 m³. O que é pretendido neste caso é otimizar a estrutura, portanto, se o problema não apresentar restrições exigentes o volume utilizado não poderá ser superior.

Além disso a secção transversal foi analisada para diferentes alturas: 0; 0,25H; 0,5H; 0,75H e H. Assim a forma geométrica irá variar nestes pontos de forma específica.

Relembra-se ainda que se considerou que o peso volúmico do betão é de 24 KN/m^3 e que a massa específica da água 1000 Kg/m^3 . As combinações de acções consideradas foram:

1. Peso Próprio
2. Peso Próprio + Pressão Hidrostática + Subpressão

Para a acção da pressão hidrostática foi considerado que o nível da água coincide com a cota do coroamento da barragem, ou seja, o valor da altura considerada na pressão hidrostática é o mesmo que o valor da altura do corpo da barragem (H).

Foi escolhido o método dos AG's devido às vantagens apresentadas em 4.3.2.2.3 e desenvolvidos dois algoritmos genéticos segundo dois métodos de análise diferentes. O primeiro é baseado na Resistência dos Materiais que considera que as tensões normais nas secções normais de vigas esbeltas é linear ao longo da espessura, enquanto que o segundo é utilizado o método dos elementos finitos.

As restrições do AG consistem em limitar as tensões de compressão, de tracção e o quociente entre a componente tangencial e normal em secções horizontais. De referir que na última restrição foi considerado que não há drenagem e assim foi deduzida a subpressão á componente normal.

5.3.2 OPTIMIZAÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

O método de análise considerado nesta secção tem por base o comportamento linear elástico de um dado elemento estrutural.

Numa fase inicial as restrições para o AG, segundo a combinação de acções, está representada na tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Tensões admissíveis (caso1)

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	1,0	-5,0	1,0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Inicialmente foram feitas 99 corridas diferentes, onde obtivemos os respectivos valores óptimos de cada corrida. Procedeu-se de tal forma porque, nos AG como as corridas são independentes, a probabilidade da aproximação do mínimo global aumenta á medida que se aumenta o número de corridas.

O gráfico 5.1 indica os valores dos volumes óptimos das 99 corridas.

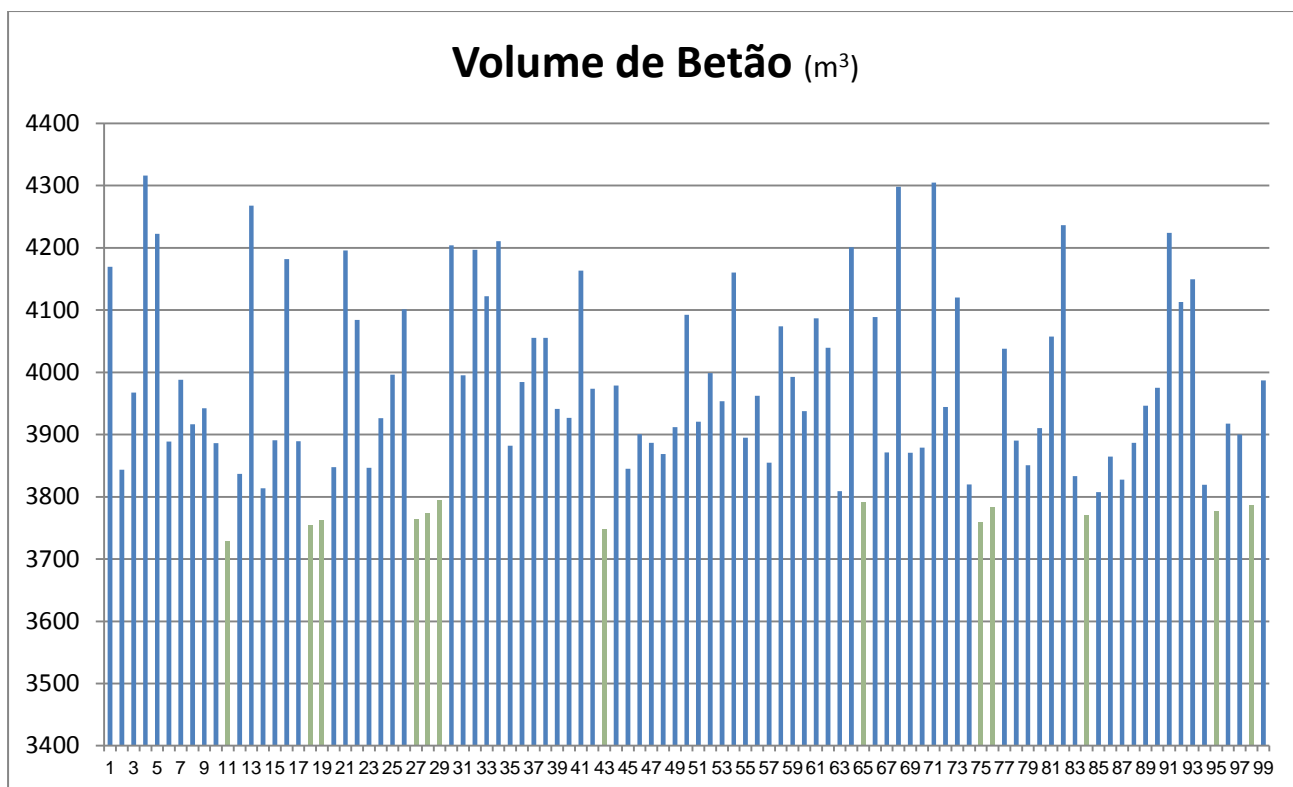


Gráfico 5.1 - Volumes de betão resultantes do caso 1

A solução óptima será sempre aquela que apresentar menor volume. No entanto é necessário proceder a uma análise estatística, pois o mínimo pode não ser um valor coerente e admissível. Os dados de volume obtidos não são demasiado discrepantes, pois nos AG a solução final depende sempre da solução inicial. Do gráfico anterior foram escolhidas as que têm menor volume ($< 3800 \text{ m}^3$).

Tabela 5.2 - Menores valores dos resultados do caso 1

Nº de Estrutura	Nº de Corrida	Volume de Betão (m^3)
1	11	3729
2	18	3755
3	19	3763
4	27	3764
5	28	3774
6	29	3795
7	43	3747
8	65	3792
9	75	3760
10	76	3784
11	84	3770
12	95	3778
13	98	3778

Apesar de se saber que a solução óptima é a que apresenta o menor volume, o projectista terá de levar em consideração se é possível a construção segundo a secção da barragem óptima.

Neste caso em concreto a solução óptima (de menor volume) ocorreu na 11ª corrida e a secção da barragem corresponde à área intermédia entre o paramento de jusante e de montante, como indica o gráfico 5.2.

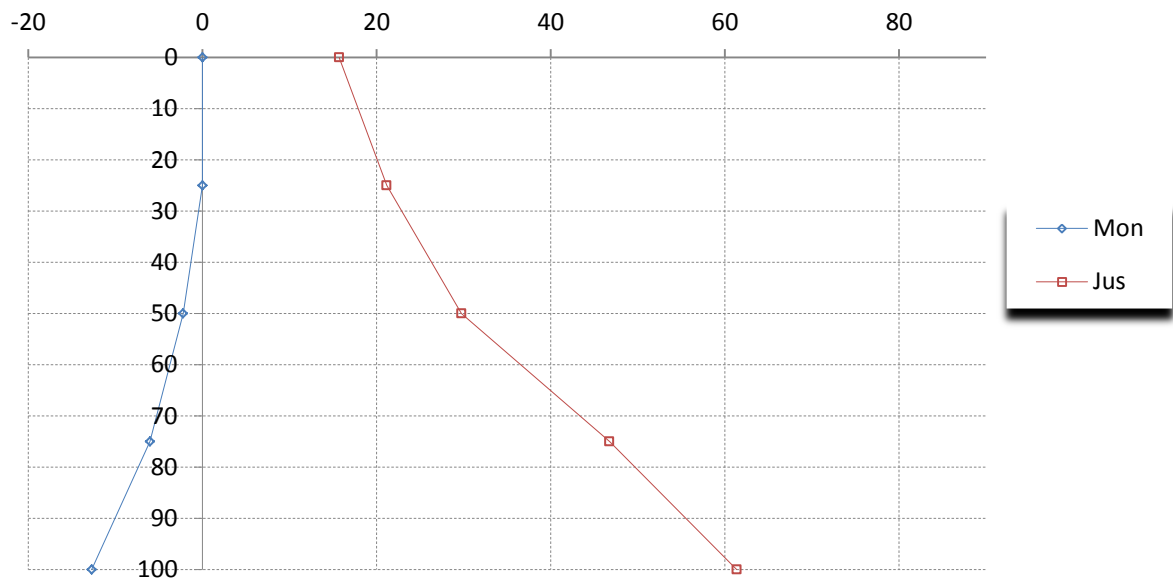


Gráfico 5.2 - Secção da barragem optimizada

Decidiu-se desenvolver a secção da barragem segundo as tensões que compõem as restrições. No fundo, alterou-se o valor máximo, no caso das tracções e do quociente entre a tensão tangencial e normal, e o valor mínimo, no caso das compressões, de forma a concluir quais são as tensões mais condicionantes para o volume de betão.

Alterou-se o valor de τ/σ_n para 0,6 e 0,4 e como é um processo de comparação de dados realizaram-se 20 corridas, mas com 70 formas de estruturas para cada iteração (população nos AG's).

→ Caso 2: $\tau/\sigma_n = 0,6$

A seguinte tabela indica as tensões admissíveis para o caso 2.

Tabela 5.3 - Tensões admissíveis (caso 2)

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	1,0	-5,0	1,0	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Através do AG foram obtidos os volumes de betão registados no gráfico seguinte.

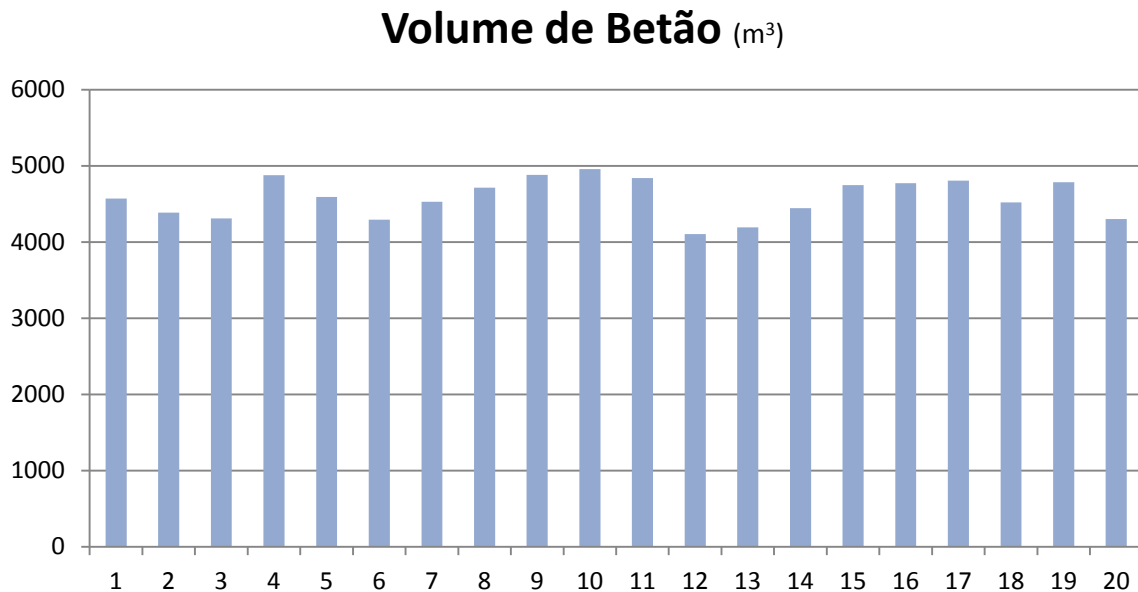


Gráfico 5.3 - Volumes de betão resultantes do caso 2

Analisando o gráfico 5.3, conclui-se que as soluções óptimas do caso 2 requerem um volume de betão superior. Além do gráfico a média de valores de volume obtidos é de 4581 m³, muito superior ao volume médio do caso 1. O volume mínimo obtido, ocorreu na 12ª corrida, e apresenta um valor de 4105 m³. De forma conclusiva, se a tensão τ/σ_n for diminuída em 0,2 MPa o volume de betão aumenta cerca de 500 m³.

→ Caso 3: $\tau/\sigma_n = 0,4$

A seguinte tabela indica as tensões admissíveis para o caso 3.

Tabela 5.4 - Tensões admissíveis (caso 3)

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	1,0	-5,0	1,0	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

Através do AG foram obtidos os volumes de betão registados no gráfico seguinte.

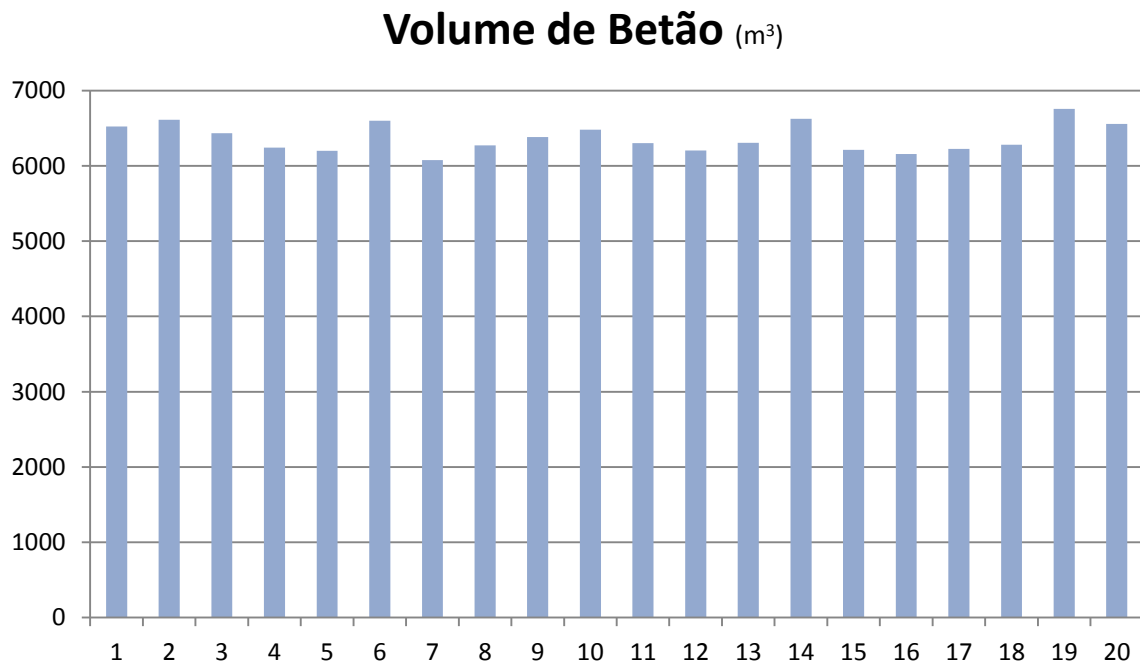


Gráfico 5.4 - Volumes de betão resultantes do caso 3

No caso 3 verifica-se de forma mais acentuada o aumento do volume de betão, pois a média situa-se nos 6372 m³ de betão e o valor mínimo das soluções óptimas foi de 6024 m³. Conclui-se, neste caso, que uma diminuição para metade do quociente entre as tensões tangenciais e as tensões normais provoca um aumento de 2400 m³ de betão.

Podemos através destes casos concluir que o volume sofre alterações significativas quando alteramos o quociente τ/σ_n .

De seguida, pretende-se verificar qual a variação do volume das soluções óptimas quando as tensões de tracção admissíveis são também alteradas.

→ Caso 4: $\sigma^{(+)} = 0,7$ MPa

Tabela 5.5 - Tensões admissíveis (caso 4)

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	0,7	-5,0	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Através do AG foram obtidos os volumes de betão registados no gráfico seguinte.

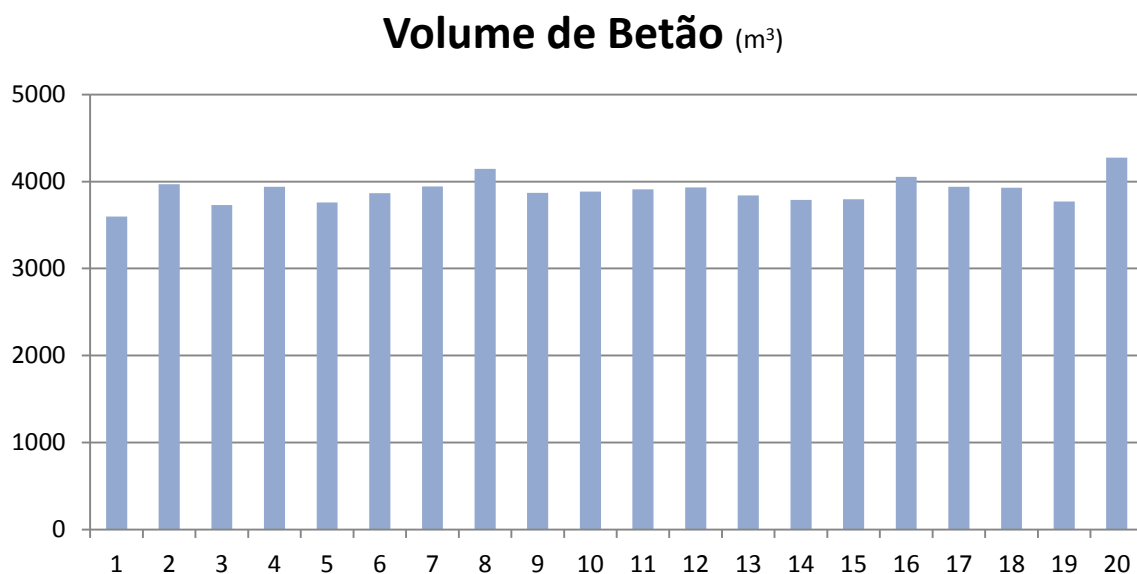


Gráfico 5.5 - Volumes de betão resultantes do caso 4

A redução da tensão admissível de tracção provocou poucas alterações no volume final de betão. Neste caso a média dos volumes de betão, das soluções óptimas, apenas diferiu cerca de 70 m³, valor relativamente baixo em comparação com os valores dos casos anteriores. Destaca-se que o volume de betão diminuiu face ao caso 1.

→ Caso 5: $\sigma^{(+)} = 0,4$ MPa

A seguinte tabela indica as tensões admissíveis para o caso 5.

Tabela 5.6 - Tensões admissíveis (caso 5)

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	0,4	-5,0	0,4	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Através do AG foram obtidos os volumes de betão registados no gráfico seguinte.

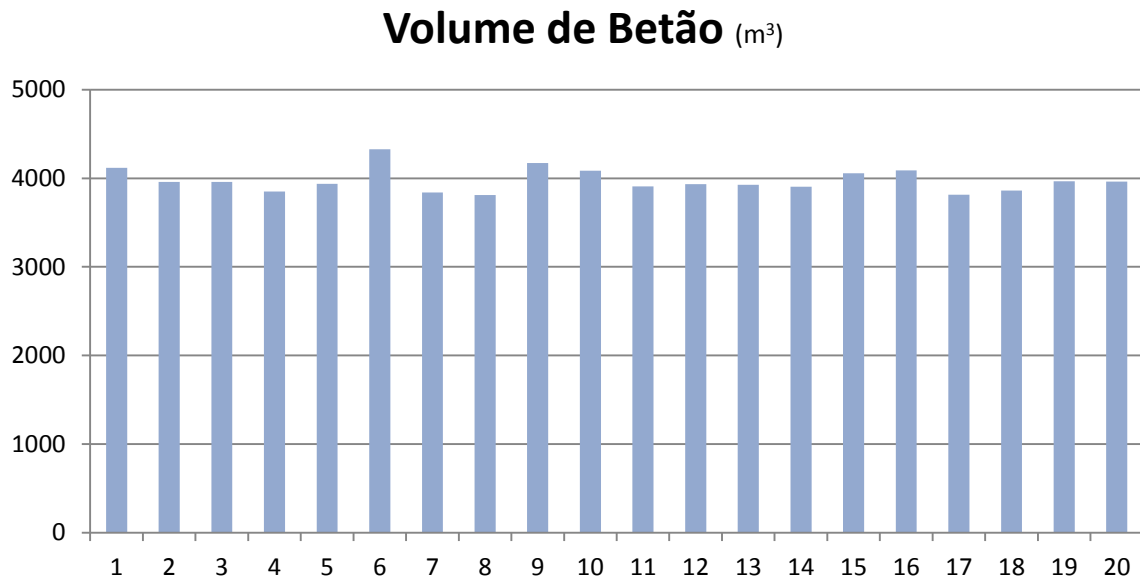


Gráfico 5.6 - Volumes de betão resultantes do caso 5

Apesar de se diminuir o valor da tensão de tracção para 0,4 MPa, o volume de betão praticamente não sofreu alterações face ao caso 1.

No caso 5 o volume de betão aumentou, contrariamente ao caso 4, mas de forma pouco significativa.

A comparação dos casos 4 e 5 permite-nos concluir que as tensões de tracção não são relevantes para procurar a forma óptima de uma barragem.

Contrariamente, dos casos 2 e 3 conclui-se que pequenas variações no quociente entre a tensão tangencial e normal, induz a uma alteração significativa no volume de betão. A alteração do volume será maior nos casos em que as variações são mais expressivas. Portanto para a optimização de uma barragem é essencial analisar a estrutura para vários valores de τ/σ_n .

5.3.2.1 Algoritmo Utilizado

É ainda importante referir que apenas foi utilizado o MATLAB[®] para as corridas apresentadas anteriormente.

O programa é composto por vários scripts que não estão transcritos na dissertação:

Ft1_Comando – script onde se definiu o tipo de optimização a utilizar;

Ft2_Objectivo – script onde se definiu a função objectivo a optimizar;

Ft3_Restrições – script onde se localizam as restrições (tensões);

Ft4a_Rm – script onde foi definido o método de análise de resistência dos materiais.

5.3.3 OPTIMIZAÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DO MEF

Uma outra forma de análise das estruturas seria recorrer ao método dos elementos finitos (MEF).

Tendo por base o modelo 1, definido em 3.2.2, pretendeu-se usar novamente os algoritmos genéticos para a optimização da barragem gravidade. A barragem foi parametrizada segundo a linguagem APDL usada no programa ANSYS®, e a partir do MATLAB® (programa utilizado para a optimização) realizaram-se várias corridas de forma a nos aproximarmos ainda mais do mínimo global.

A figura 5.1 retrata as condições de apoio da barragem, com apoio duplo no limite inferior do modelo e apoio simples no limite direito, e a geometria inicial da barragem, ou o indivíduo inicial.

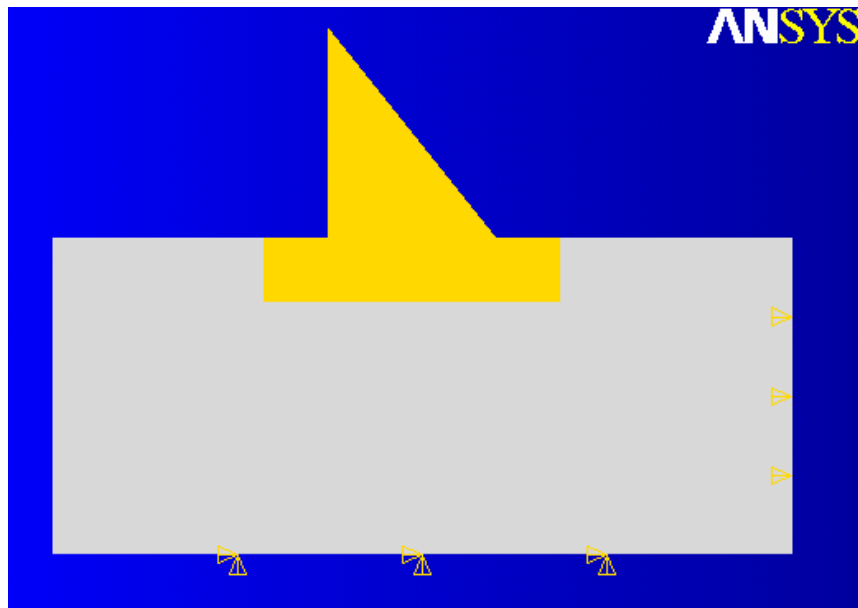


Figura 5.1 - Geometria e condições de apoio da barragem

Nesta segunda análise o número de indivíduos (população inicial) do algoritmo genético foi alterado para 30. Inicialmente em cada iteração de uma corrida são analisadas no máximo 30 estruturas diferentes.

Inicialmente é gerado um ficheiro em MATLAB, que apresenta valores no intervalo [0;1], de forma aleatória. Estes valores vão definir a forma estrutural de cada barragem e de seguida os indivíduos que o AG definiu como população inicial, são analisados pelo ANSYS®. O AG cruza a informação genética dos indivíduos com melhores características e verifica se as restrições são cumpridas. Se tal ocorrer o programa converge para um mínimo que poderá não ser o mínimo global, mas apenas um mínimo local. Dai a necessidade de repetir o número de corridas durante uma optimização com AG.

As tensões admissíveis, que constituem as restrições do problema, mantiveram-se constantes ao longo das várias corridas. As tensões admissíveis para este método de análise estão transcritas na tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Tensões admissíveis no método de análise do Ansys

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	0,8	-5,0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Segundo as tensões admissíveis, realizaram-se mais de 30 corridas, onde nem sempre foi possível encontrar a sua solução óptima. Apresenta-se, na tabela 5.8, as características de 15 soluções óptimas de corridas diferentes e que, simultaneamente, cumprem com a limitação das tensões. Incluíram-se por último duas estruturas, que não satisfizeram os critérios de tensão de forma rigorosa, mas que apresentam valores competitivos.

Tabela 5.8 - Resultados das corridas pela análise do Ansys

Estrutura	Volume (m ³)	Combinação de Acções							
		Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática					
		$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n			
						0,25H	0,5H	0,75H	H
1	3651	-2,08	0,02	-4,53	0,50	0,58	0,63	0,74	0,80
2	9194	-1,82	0,17	-1,66	-0,01	0,41	0,51	0,39	0,35
3	5384	-2,86	0,18	-1,70	0,00	0,42	0,49	0,69	0,66
4	5486	-2,19	0,15	-1,48	-0,01	0,66	0,71	0,79	0,68
5	3697	-1,77	0,04	-3,36	0,08	0,76	0,67	0,80	0,80
6	5044	-3,59	0,19	-1,96	-0,02	0,55	0,67	0,70	0,78
7	3528	-2,08	0,01	-5,00	0,73	0,62	0,74	0,77	0,80
8	3469	-1,76	0,01	-4,96	0,79	0,79	0,80	0,79	0,80
9	3710	-2,59	0,09	-4,99	0,69	0,52	0,79	0,80	0,80
10	3839	-3,03	0,11	-4,96	0,69	0,53	0,59	0,69	0,80
11	3651	-2,19	0,01	-4,98	0,74	0,79	0,80	0,76	0,80
12	3622	-2,39	0,20	-4,99	0,38	0,55	0,78	0,68	0,80
13	3446	-1,90	0,13	-5,00	0,74	0,52	0,78	0,79	0,80
14	3668	-2,64	0,10	-4,99	0,65	0,52	0,65	0,78	0,80
15	3760	-2,76	0,12	-4,99	0,41	0,74	0,69	0,61	0,80
16	3453	-1,80	0,08	-5,00	0,81	0,78	0,75	0,79	0,80
17	3367	-1,87	0,11	-5,00	0,81	0,65	0,78	0,79	0,80

Pela análise da tabela anterior, comprava-se que as 15 primeiras estruturas apresentam valores de tensões admissíveis, e conclui-se que a estrutura 13 é a estrutura óptima, pois é a que possui o valor mais baixo de volume de betão.

Destaca-se a estrutura 17, que ainda utiliza um volume inferior de betão mas que não cumpre rigorosamente as limitações impostas. Para reflexão e decisão final de um projectista, fica a perspectiva se compensaria permitir que o valor da tensão de tracção fosse 0,01 MPa superior e assim diminuir cerca de 70 m³ de betão por unidade de comprimento. De forma a tomar-se uma decisão mais acertada foram incluídas nesta dissertação as figuras das características e do comportamento da estrutura 13 (estrutura óptima) e no Anexo A estão incluídas as mesmas informações sobre a estrutura 17.

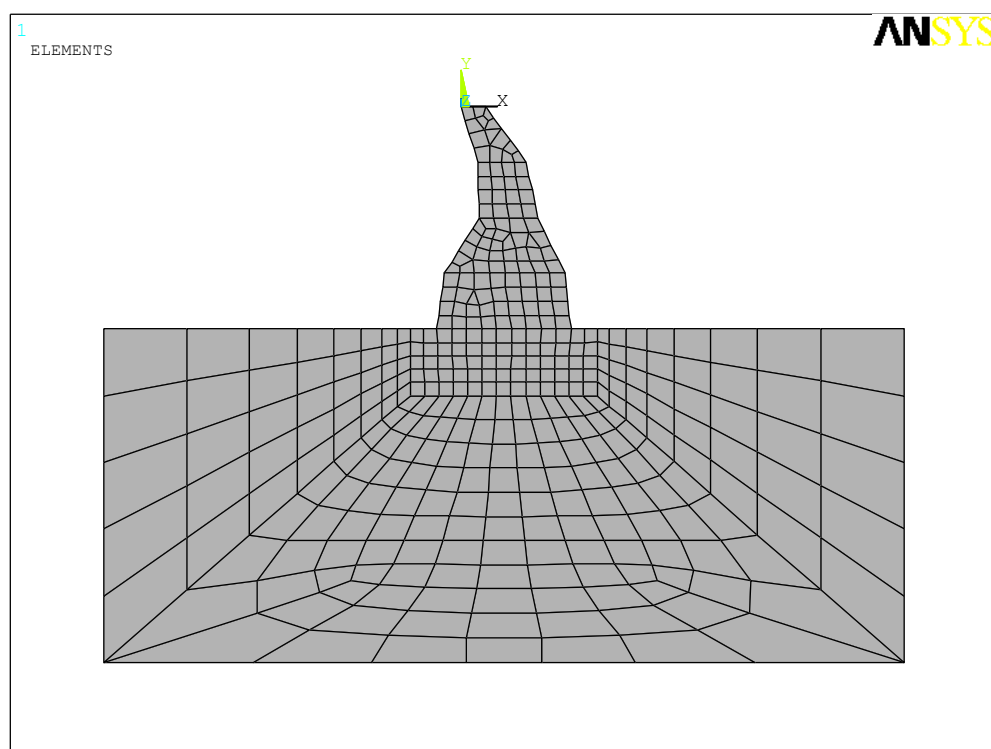


Figura 5.2 - Malha de elementos finitos da estrutura óptima

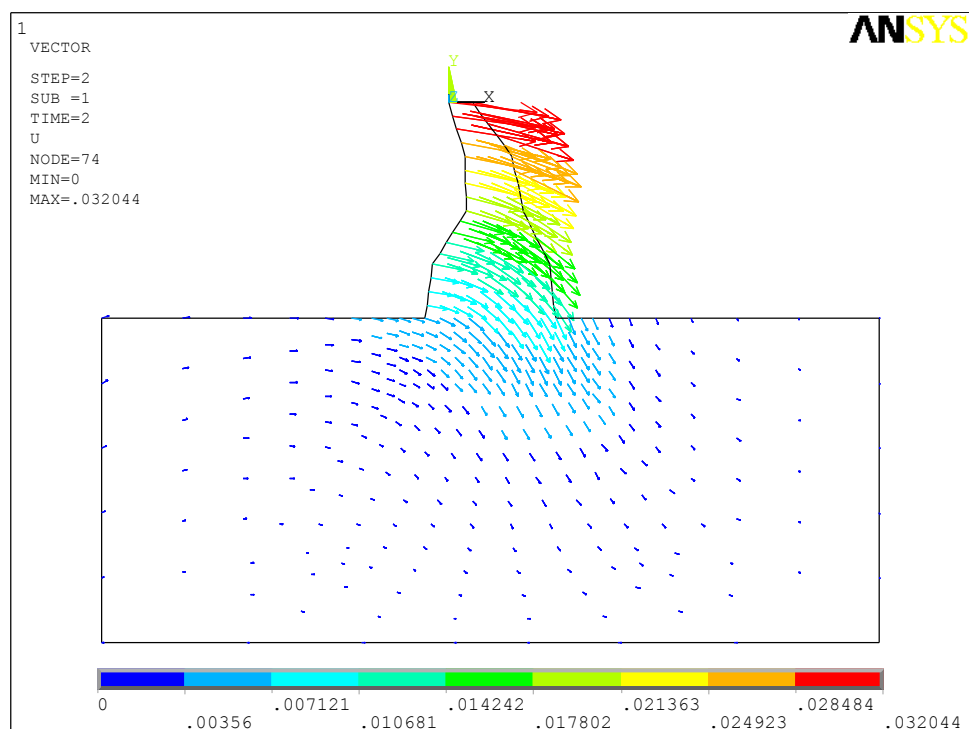


Figura 5.3 - Vectores de deslocamentos da estrutura óptima

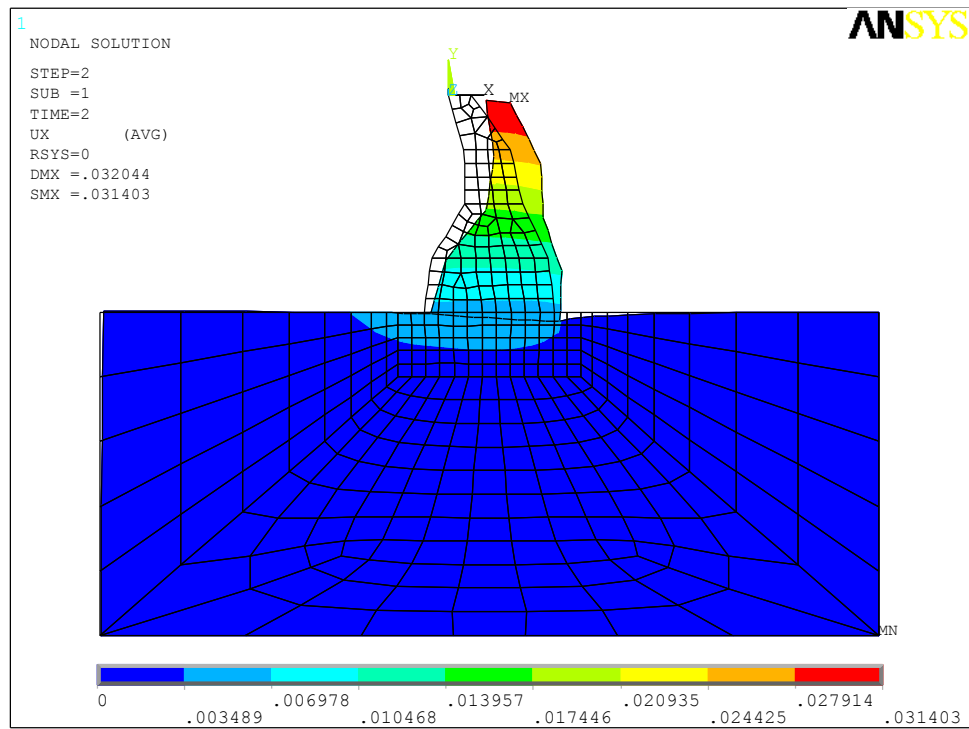


Figura 5.4 - Deslocamentos em xx da estrutura óptima

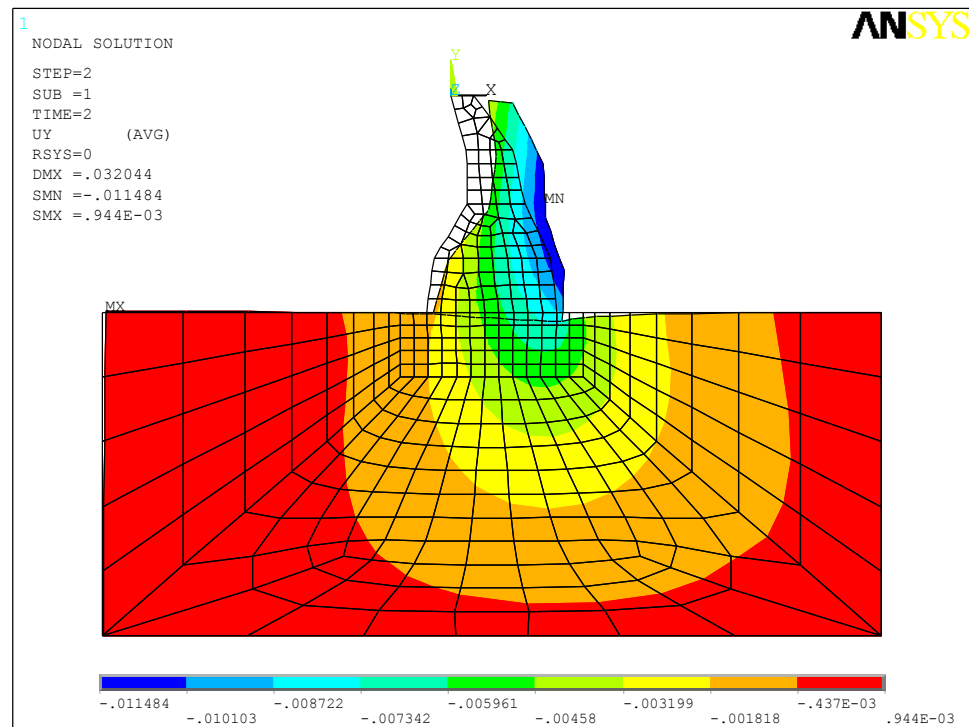


Figura 5.5 - Deslocamentos em yy da estrutura óptima

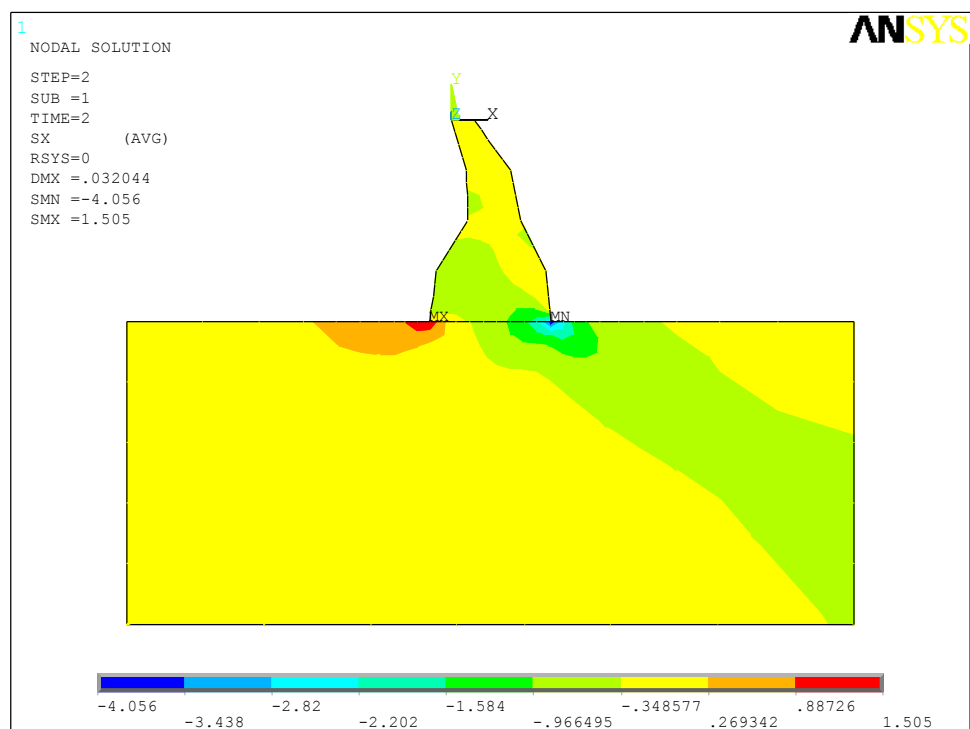


Figura 5.6 - Tensões em xx da estrutura ótima

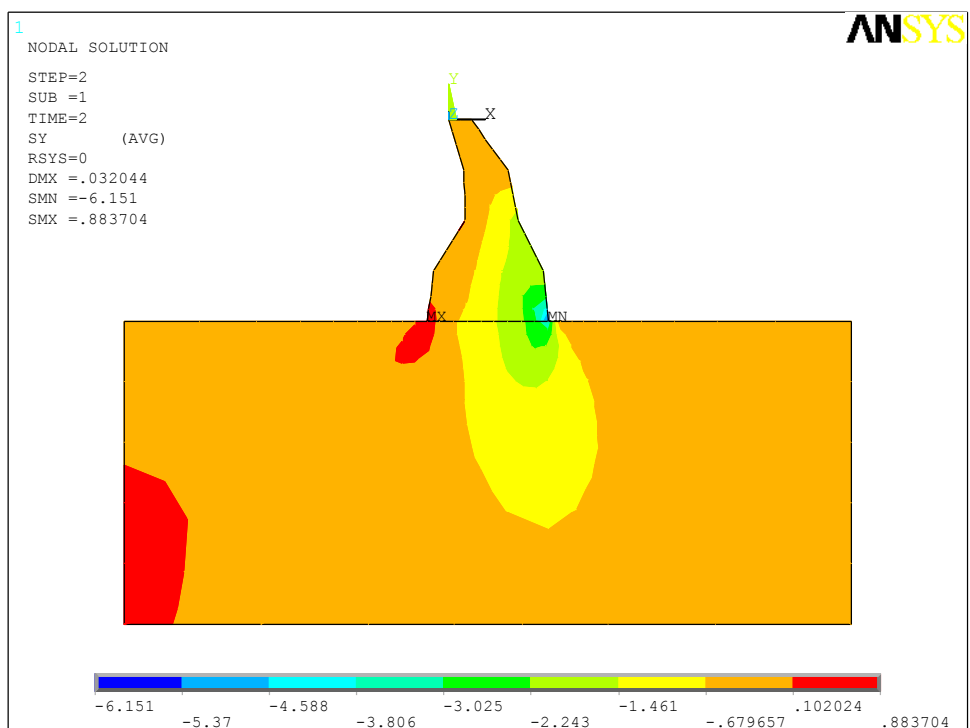


Figura 5.7 - Tensões em yy da estrutura ótima

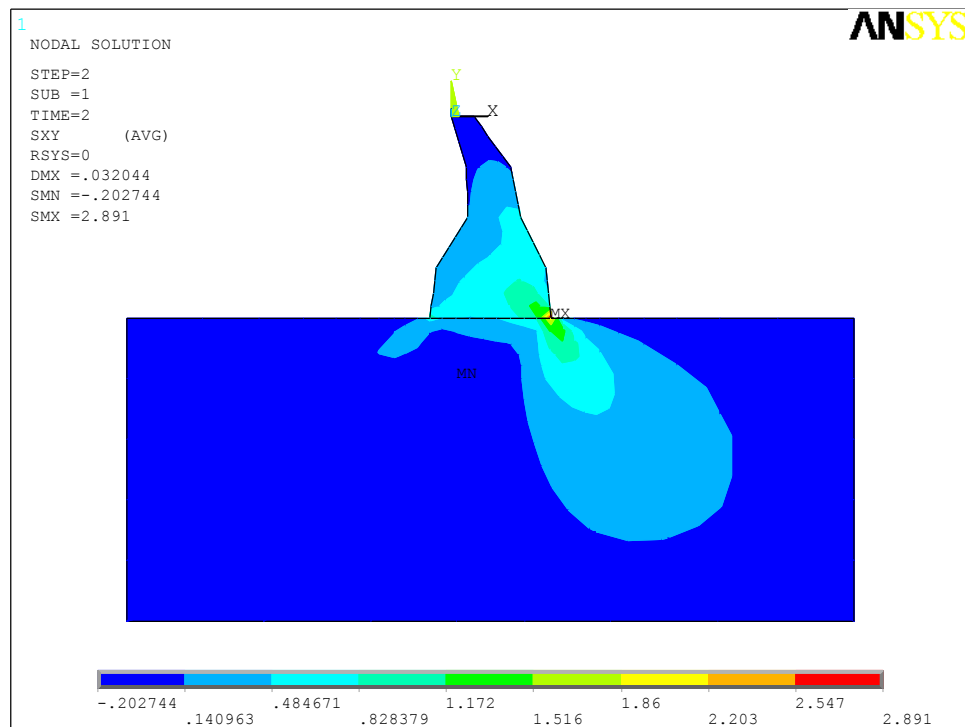


Figura 5.8 - Tensões em xy da estrutura ótima

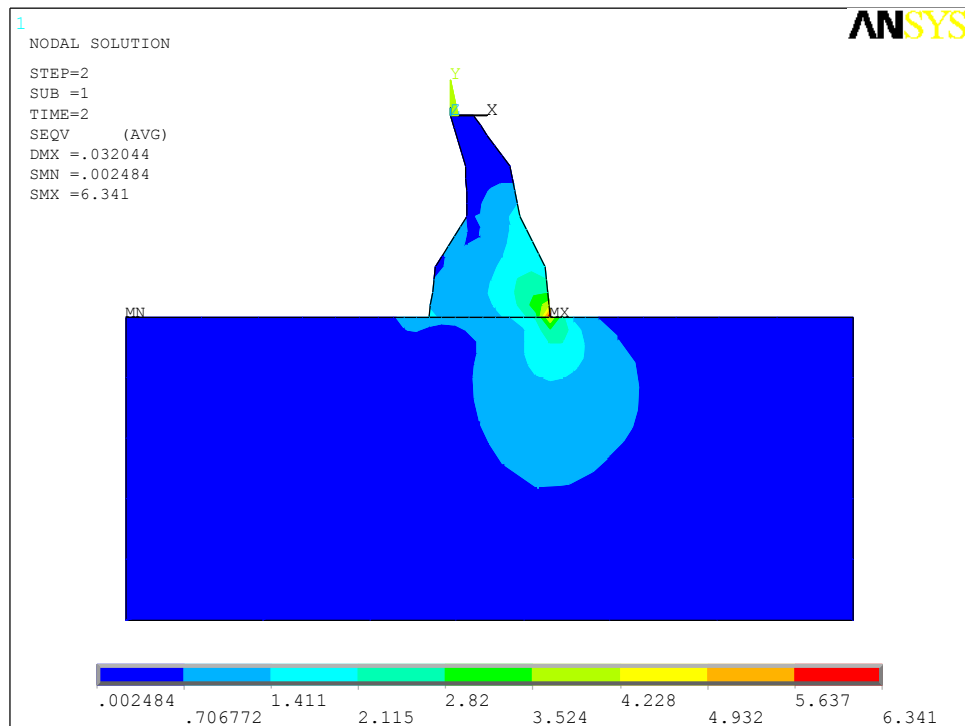


Figura 5.9 - Tensões de Von Mises para a estrutura ótima

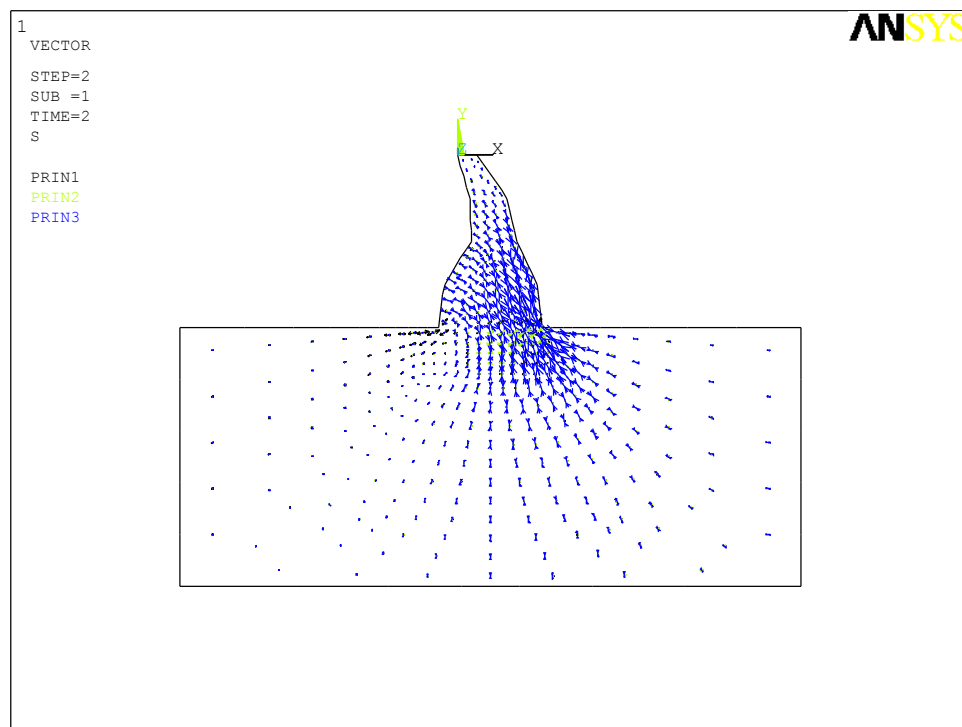


Figura 5.10 - Vectores de tensões na estrutura óptima

De forma previsível, conclui-se pelas figuras 5.3, 5.4 e 5.5 que os deslocamentos são mais significativos no coroamento da barragem ($y=0$) na direcção do eixo dos xx , mas, como o paramento de jusante não é linear, o valor dos deslocamentos no eixo dos yy ocorre ligeiramente mais abaixo e no referido paramento.

Quanto às tensões, torna-se lógico, que as de compressão sejam máximas no paramento de jusante ao nível da base, e que as de tracção tonem os valores mais expressivos no paramento de montante, também ao nível da base.

Contudo é visível nas figuras anteriores, a forma estrutural da barragem não é uma boa forma para ser executada. Além de possuir uma forma muito irregular, esta solução provavelmente seria bastante dispendiosa por exemplo em mão de obra ou em cofragens. Tal situação ocorreu porque se deu liberdade total ao programa de escolher a forma óptima em função do volume de betão, sem qualquer condicionamento na forma.

5.3.3.1 Algoritmo Utilizado

Contrariamente ao algoritmo do método anterior, neste caso foram utilizados os dois programas em simultâneo: o MATLAB e o ANSYS.

O algoritmo é composto pelos scripts:

Ft1_Comando –script onde se definiu o tipo de optimização a utilizar;

Ft2_Objectivo – script onde se definiu a função objectivo a optimizar;

Ft3_Restrições – script onde se localizam as restrições (tensões);

Ft4b_Ansys – script onde que inicia a análise com o ANSYS;

Ft5_FEUP5 – ficheiro apdl que define a estrutura pelo ANSYS em função do LhsDesign;

Ft6_Resultado3c – ficheiro apdl que transcreve os resultados da análise da estrutura.

5.4 MODELO 2

5.4.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA BARRAGEM

Este segundo modelo difere do anterior pela geometria inicial segundo 3.2.1.2. Em comparação com o modelo anterior, as definições geométricas (altura H , e a inclinação do paramento de jusante) e as características dos materiais não são alteradas. No entanto, para se obter uma secção que fosse exequível num caso real, foram impostas algumas restrições na forma, principalmente na inclinação de ambos os paramentos. A inclinação inicial de montante é de 0,5, enquanto que a inclinação de jusante é de 1,0 e pode tomar o valor máximo de 0,8.

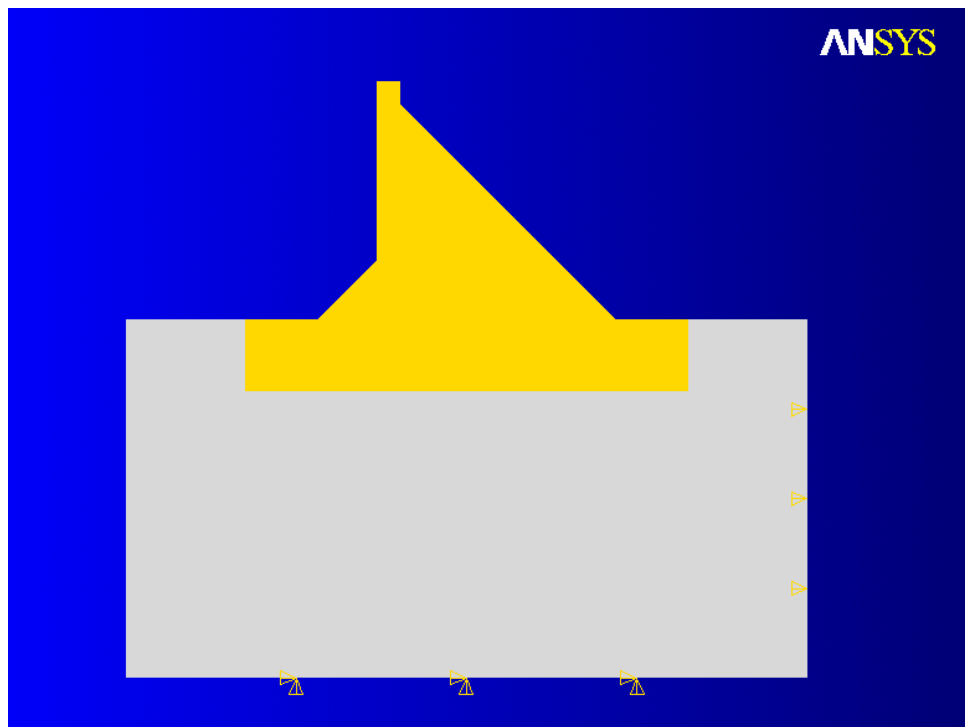


Figura 5.11 - Geometria e condições de apoio da barragem

A combinação de acções neste caso é igualmente:

1. Peso Próprio
2. Peso Próprio + Acção Hidrostática

A optimização, neste segundo modelo realizou-se por um método de procura directa, o *Pattern Search Method*. Como explicado anteriormente a metodologia deste em comparação com o AG é diferente, pois é analisada uma forma estrutural em cada iteração e o ponto óptimo mantém-se independentemente das corridas que se efectuem.

Apesar de se tratarem de soluções diferentes, foram estabelecidas como restrições as mesmas tensões de admissão que estão na tabela seguinte, de forma a ser possível uma comparação plausível.

Tabela 5.9 - Tensões Admissíveis

Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática						
$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n				
				0	0,25H	0,5H	0,75H	H
-5,0	0,8	-5,0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

A solução única que se obteve, cumpria as tensões anteriormente estabelecidas e de seguida transcreve-se a estrutura e a sua análise através das tensões dedos deslocamentos.

5.4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE

Após a análise feita pela combinação dos programas utilizados chegou-se a uma solução óptima. Como era previsível o volume de betão obtido no modelo 2 é muito diferente do valor obtido no modelo 1, principalmente por duas razões: a forma da estrutura inicial (base) foi alterada e foram levados em consideração as restrições de forma dos paramentos.

Os resultados da solução óptima estão transcritos na tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Resultados da análise

Volume (m ³)	Combinação de Acções							
	Peso Próprio		Peso Próprio + Pressão Hidrostática					
	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	$\sigma^{(-)}$ (MPa)	$\sigma^{(+)}$ (MPa)	τ/σ_n			
					0,25H	0,5H	0,75H	H
3732	-2,93	0,05	-4,99	0,53	0,48	0,63	0,74	0,80

É interessante em notar que as tensões τ/σ_n não diferem muito dos valores do modelo anterior. As diferenças estão notoriamente visíveis para as tensões registadas para a combinação do peso próprio.

De seguida transcreveram-se os resultados gráficos da análise de elementos finitos.

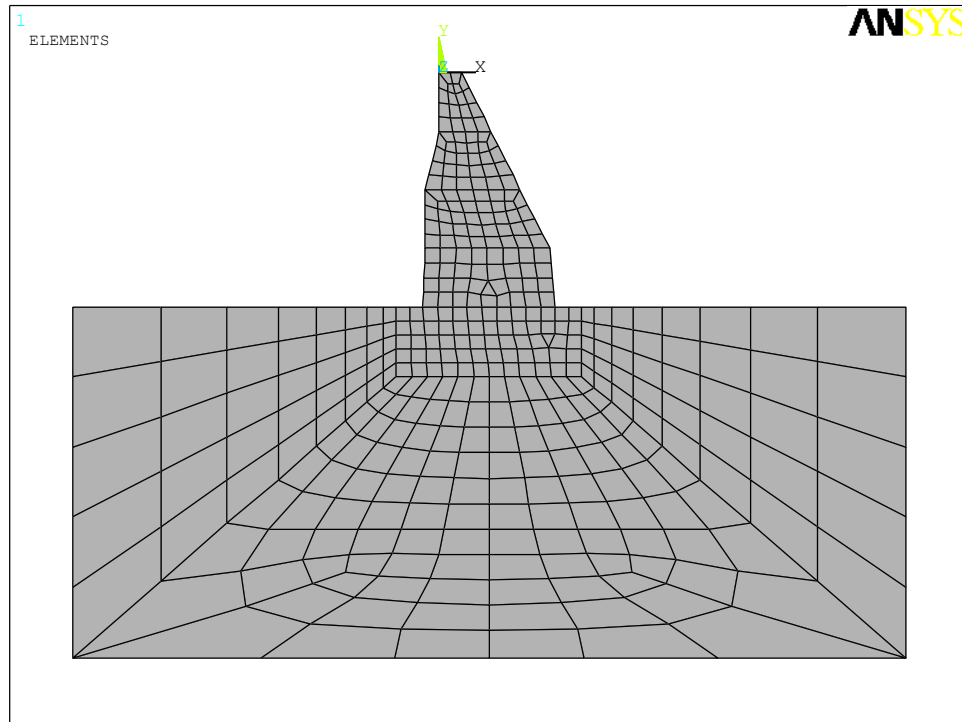


Figura 5.12 - Malha de elementos finitos da estrutura óptima

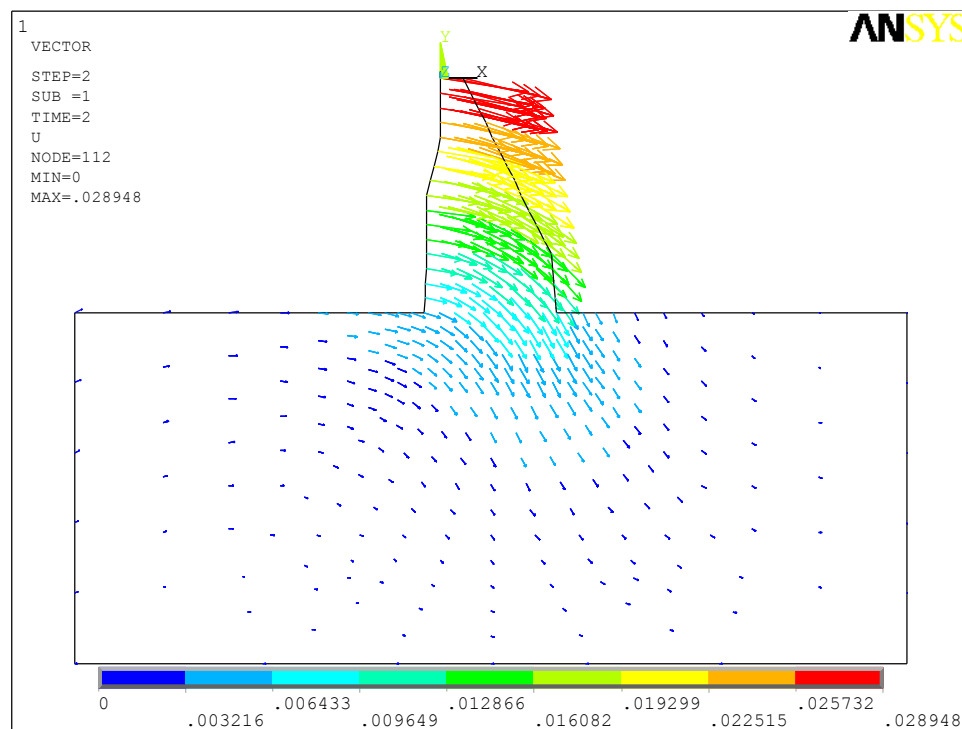


Figura 5.13 - Vectores dos deslocamentos da estrutura óptima

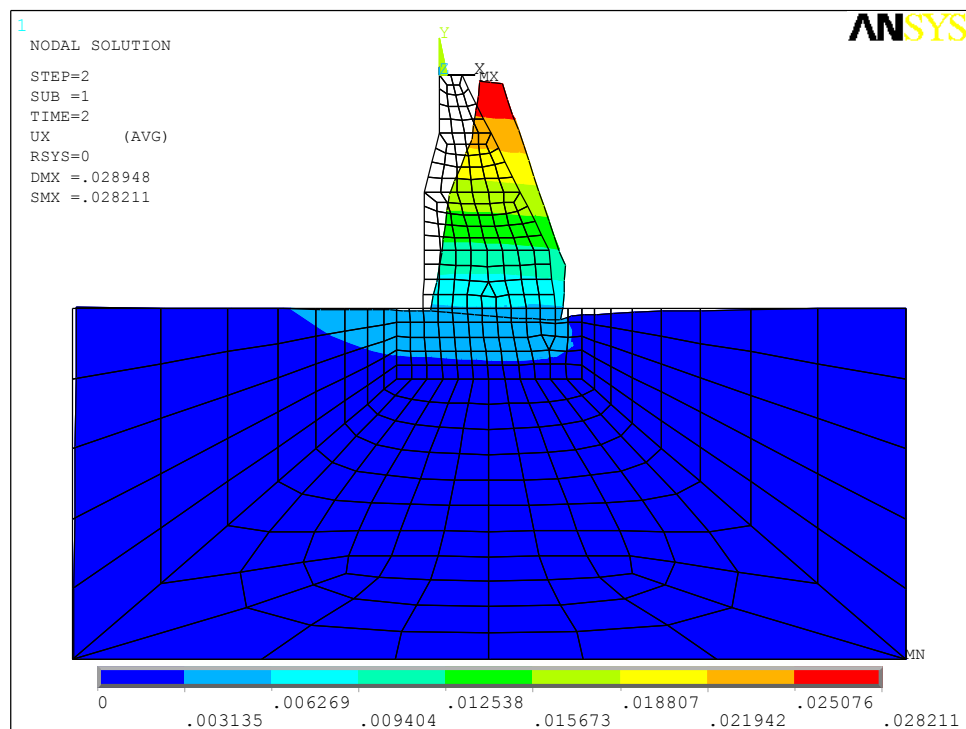


Figura 5.14 - Deslocamentos em xx da estrutura óptima

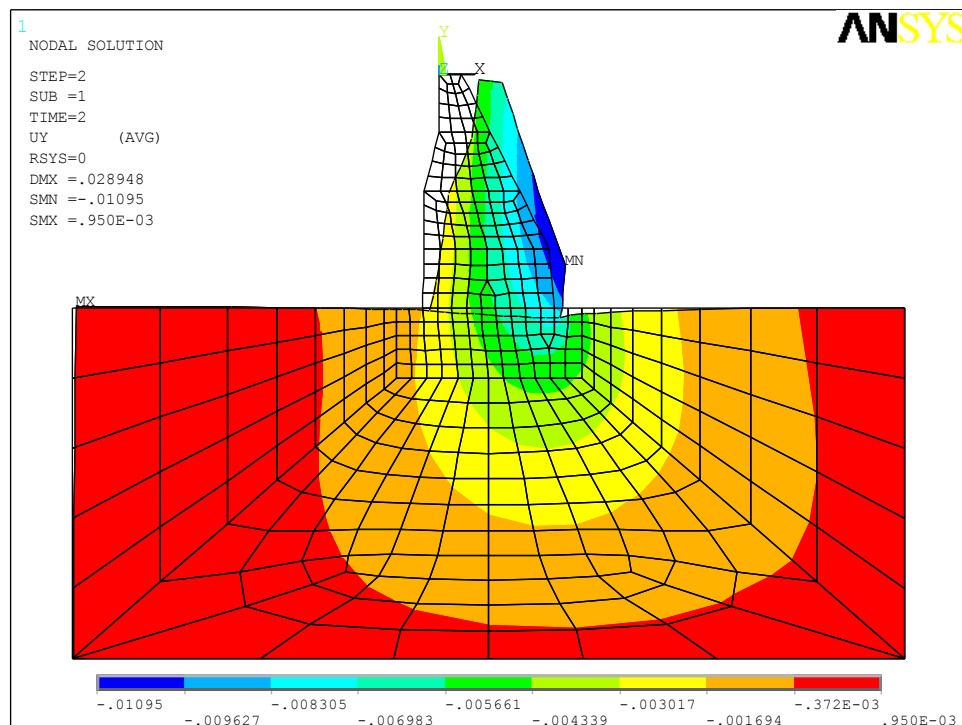


Figura 5.15 - Deslocamentos em yy da estrutura óptima

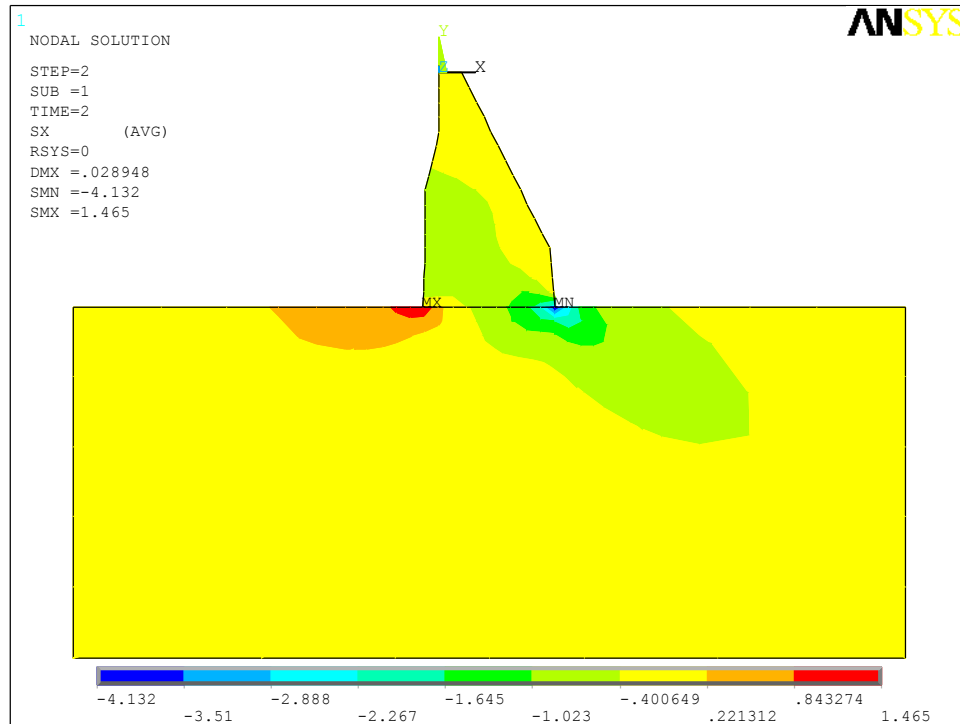


Figura 5.16 - Tensões em xx da estrutura óptima

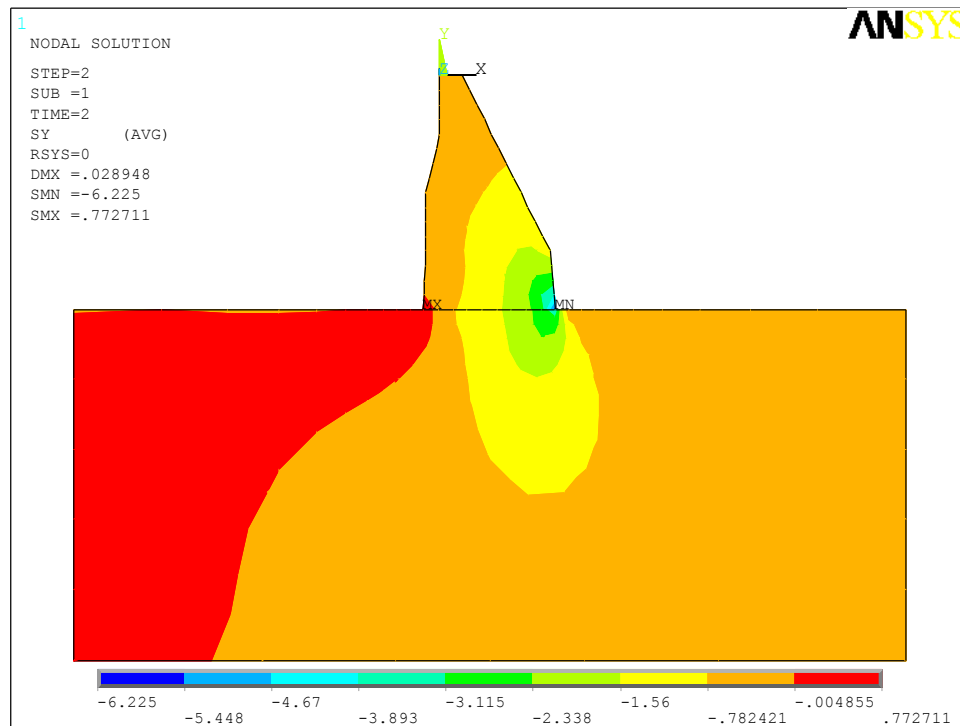


Figura 5.17 - Tensões em yy da estrutura óptima

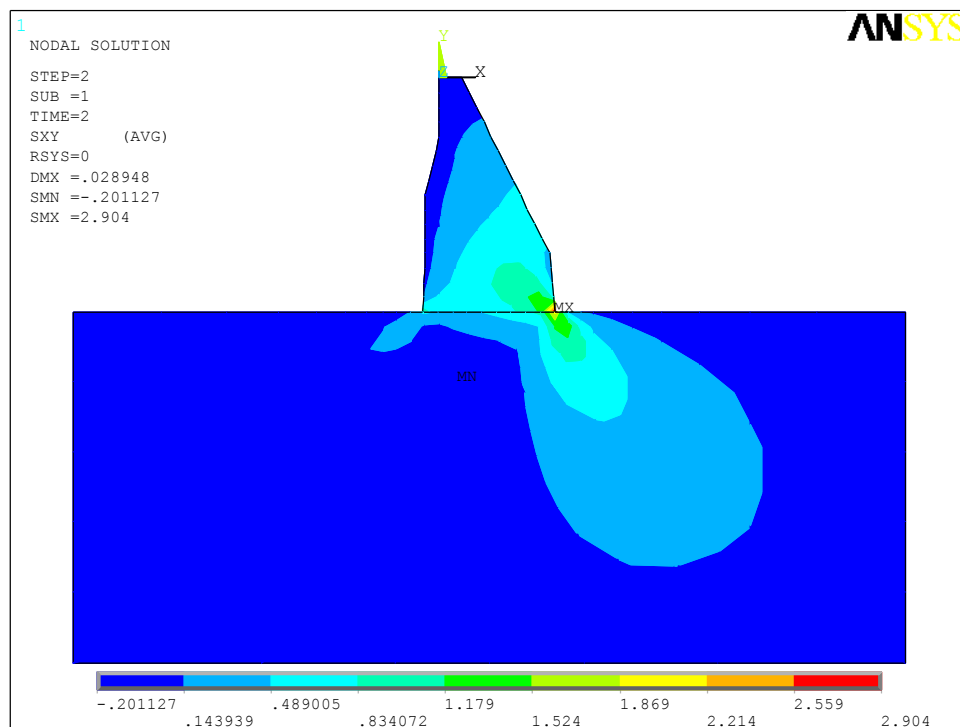


Figura 5.18 - Tensões xy da estrutura ótima

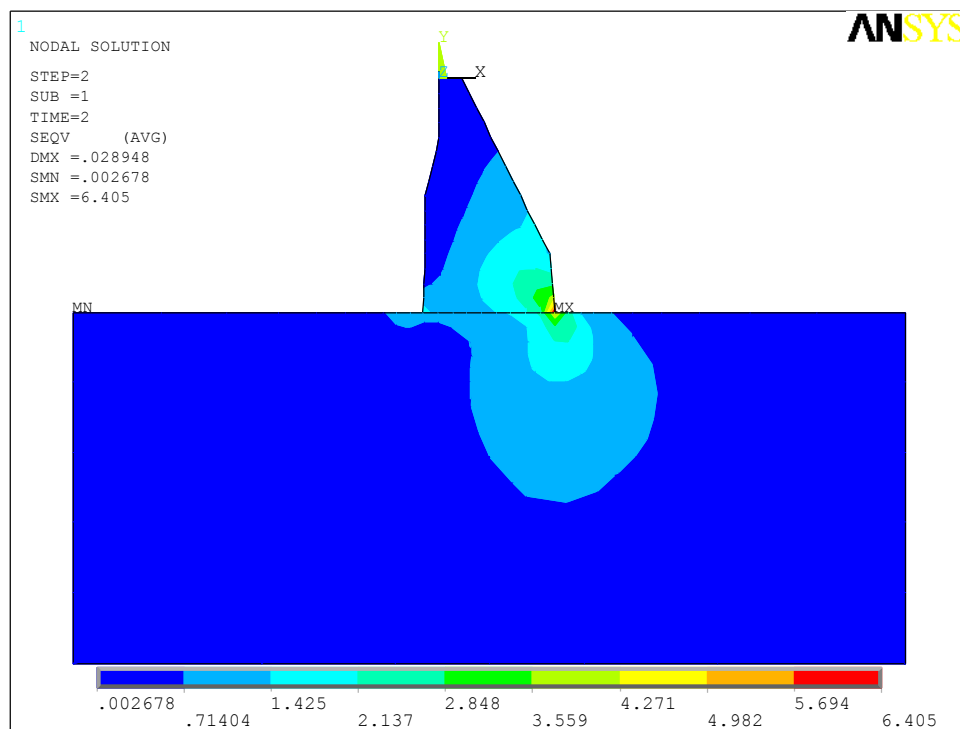


Figura 5.19 - Tensões de Von Mises para a estrutura ótima

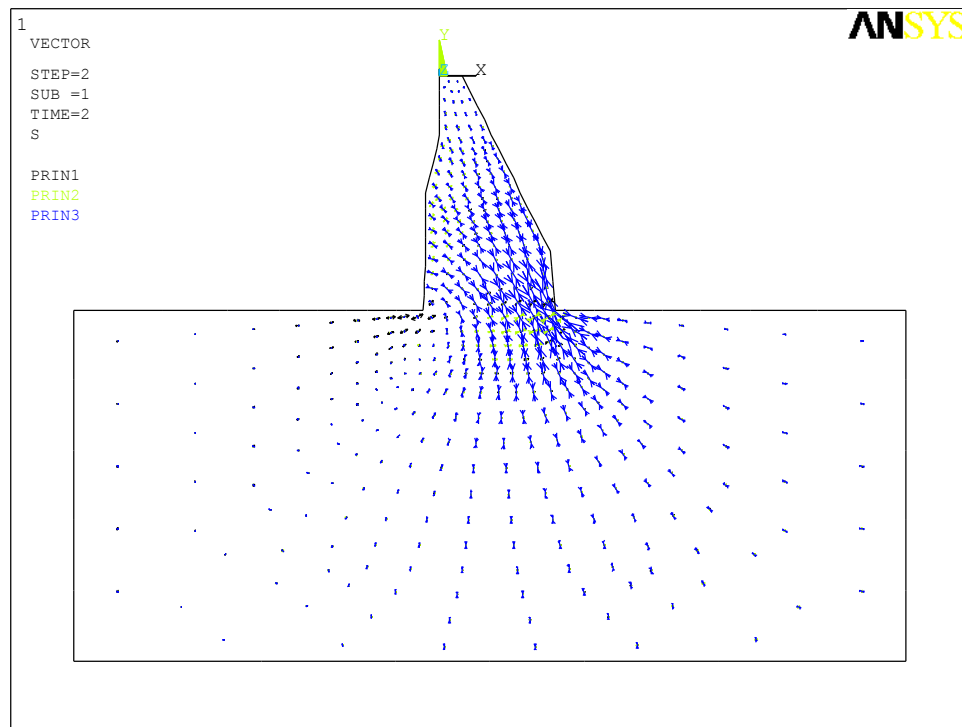


Figura 5.20 - Vectores da tensão para a estrutura óptima

De forma similar, o modelo 2 tem um deslocamento máximo no eixo do xx à cota do coroamento, mas o deslocamento horizontal ocorre ligeiramente mais abaixo devido ao vértice do paramento de jusante.

Quanto às tensões, o campo de tensões verificado é idêntico ao que se verificou já para o modelo 1, onde as tensões de compressões têm um valor superior ao nível da base do paramento de jusante, e as tensões de tracção são máximas na base do paramento de montante.

A grande diferença entre os dois modelos está na forma estrutural que cada uma apresenta. Enquanto o modelo 1 era apenas um modelo teórico, sem grande possibilidade de execução, o modelo 2 apresenta uma estrutura muito idêntica às estruturas das barragens gravidade correntes.

Para uma observação da variação do volume em função do quociente de tensões realizou-se uma análise paralela, mas com o valor de tensão inferior. Fez-se assim diminuir o valor da tensão de 0,02 MPa e o volume de betão obtido foi muito idêntico ao anterior, apenas menos 7 m³ por unidade de comprimento da barragem.

A análise em elementos finitos do corpo da barragem está transcrita no anexo B.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

O principal objectivo desta dissertação, de otimizar a forma estrutural de uma barragem, foi conseguido e além disso, foram desenvolvidos aspectos que nos permitem tirar algumas conclusões quanto á optimização e quanto á forma estrutural de barragens.

Pelos métodos de optimização implementados conclui-se, como certos autores afirmam, que o método dos Algoritmos Genéticos é muito abrangente, e permite resolver muitos problemas de optimização, mas são necessárias várias corridas para que o método se aproxime do óptimo local e o tempo para cada corrida é elevado. Pelo método *Pattern Search* os resultados são obtidos mais rapidamente e este método converge sempre apenas para um ponto óptimo. No entanto tem o inconveniente que abrange um número inferior de possíveis problemas a resolver.

Ambos os métodos de optimização aplicados mostraram ter boas capacidades de resolver os problemas de optimização de barragens, apesar da sua acentuada diferença.

Quando à forma estrutural da barragem conclui-se que, através de um método de optimização o volume de material é significativamente menor e consequentemente, os custos são mais baixos. Apesar de ser um modelo teórico, a optimização no modelo 1 permitiu reduzir cerca de 14 % do volume inicial de betão. Claramente este valor iria ser alterado com a consideração de mais variáveis de projecto, no entanto é um óptimo ponto de partida.

Pela comparação dos casos práticos desenvolvidos conclui-se também que as tensões de compressão são pouco condicionantes, contrariamente á tensão de tracção. Mais significativa é a influência do quociente entre as tensões tangenciais e as tensões normais, pois uma pequena redução no modelo 1 provocou um aumento considerável no volume de betão. Essa diferença é menos notória no modelo 2, provavelmente devido aos condicionamentos da geometria aplicados.

Por último, acrescenta-se a importância de o projectista estabelecer de forma rigorosa os valores das tensões admissíveis, pois como observado nos resultados do modelo 1, podem surgir soluções que são o melhor ponto óptimo, mas que não cumprem as minuciosamente as restrições.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A optimização de barragens é sem dúvida um tema complexo, devido às variáveis de optimização que apresenta, aos fenómenos térmicos e aos detalhes construtivos. Assim nesta dissertação aplicou-se um modelo simples e com uma analogia também simples. Os desenvolvimentos que poderão surgir a partir desta dissertação são inúmeros, já que a documentação técnica em Portugal é escassa.

Alguns dos desenvolvimentos que poderão surgir serão:

- Considerar os fenómenos térmicos, onde se inclui os efeitos térmicos devidos á temperatura da água da albufeira montante, e do ar a jusante;
- Interpretar o comportamento da barragem devido ao calor de hidratação nas idades jovens do betão.
- Considerar os aspectos construtivos, principalmente as juntas das barragens e o seu comportamento;
- Considerar os efeitos da subpressão, para distintos níveis de eficácia da drenagem;
- Aplicar este método a outra forma estrutural de uma barragem, a uma barragem gravidade aligeirada ou barragem abóboda;
- Utilizar outras técnicas avançadas de optimização, como as redes neuronais ou algum método de inteligência de enxames.

De forma a comparar os resultados por várias vias poderão usar-se outras técnicas de optimização, como redes neuronais ou um método de inteligência de enxames.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Akbari, J. et al 2009. *Shape sensitivity analysis with design-dependent loadings—equivalence between continuum and discrete derivative*. University of Florida, Gainesville, USA.
- [2] Akbari, J. et al 2010. *Advances in concrete arch dams shape optimization*. Department of Civil Engineering, Malayer University, Iran.
- [3] Azevedo, Álvaro 2003. *Método dos Elementos Finitos*. Sebenta de Análise Avançada de Estruturas na FEUP.
- [4] Azevedo, Álvaro 1994. *Optimização de Estruturas com comportamento Linear e não Linear*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Porto.
- [5] Back, Thomas 1997. *Genetic Algorithms*. Michigan State University.
- [6] Chanson, H., e James, D.P. (1998). *"Historical Development of Arch Dams in Australia: from Advanced Designs to Engineering Failures."* . Dept. of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane, Australia.
- [7] Coelho, H. 1995. *Inteligência Artificial em 25 Lições*. Fundação Calouste Gulbenkian.
- [8] Coleman, T. et al. 1999. *Optimization Toolbox for used with Matlab* (version 2). The Mathworks Inc.
- [9] Coyne, André 1943. *Leçons sur les Grandes Barrages*. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [10] Costa, Ernesto e Simões, Anabela 2004. *Inteligência Artificial: Fundamentos e Aplicações*. FCA – Editora de Informática Lisboa.
- [11] Creager, William P. et al 1947. *Engineering for Dams*. John Wiley & Sons, Nova York.
- [12] David P. Billington e Donald C. Jackson 2006. *Big Dams Of The New Deal Era*. Universidade de Oklahoma.
- [13] Deb, Kalyanmoy 2001. *Multi-Objective Optimization using Evolutionary Algorithms*. John Wiley & Sons.
- [14] Delgado, Raimundo 1984. *O Método dos Elementos Finitos na Análise Dinâmica de Barragens Incluindo a Interação Sólido-Líquido*. Dissertação de Doutoramento da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [15] EDP – Energias de Portugal 1986. *Aproveitamento Hidraulico do Douro*.
- [16] EDP – Energias de Portugal 2009. *EIA do Aproveitamento Hidroeléctrico do Fridão*. Volume2 –Relatório Síntese.
- [17] Eurocódigo 1. Norma Europeia EN 1991.
- [18] Eurocódigo 2. Norma Europeia EN 1992 de 2005.
- [19] Fadee, M. J. 2006. *Optimization of Double Arch Dams Using Genetic Algorithms and Neural Networks*. Shahid Bamonar University of Kerman, Iran.
- [20] Fernandes, M. 2009. *Mecânica dos Solos 2*. Sebenda de Mecânica dos Solos 2 na Faculdade de Engenharia do Porto.

- [201] Ferreira, A.J.M. 2010. *Problemas de Elementos Finitos em Matlab*. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- [22] Fletcher, R. 2001. *Practical Methods of Optimization* (2ª edição). John Wiley & Sons.
- [23] Goldberg, D. E. 1989. *Genetic Algorithms in search, Optimization and Machine Learning*. Addison esley Longman.
- [24] Haftka, Raphael T. e Gürdal, Zafer 1992. *Elements of structural Optimization*. Kluwer Academic Publishers.
- [25] Hamidian, D. 2009. *Shape optimal design of arch dams using an adaptive neuro-fuzzy inference system and improved particle swarm optimization*. Department of Civil Engeneering, Islamic Azad University, Gachsaran Branch, Iran.
- [26] Hernández, S. 1995. *Advanced Techniques in the Optimum Design of Structures*. Computational Mechanics Publications, Southampton and Boston.
- [27] Hernández, S. 1995. *Computer Aided Optimum Design if Structures IV – Structural Optimization*. Computational Mechanics Publications, Southampton and Boston.
- [28] Monteiro, G. S. 2007. *Análise Sísmica e Avaliação da Segurança Estrutural de Barragens Gravidade de Betão Compactado a Cilindro*. Dissertação de Mestrado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [29] Morris, A. J. 1982. *Foundations of Structural Optimization: A Unified Approach..* John & Sons.
- [30] Nourani, V. et al. *Honey Bee Mating Optimization (HBMO) Implementation in Concrete Gravity Dam Layout Optimization*. Department Of Water Resources Engineering, Faculty of Civil Engeneering, University of Tabriz, Iran.
- [31] Laginha, J. S. et Clough, R. W. 1990. *Arch Dams*. A. A. Balkema.
- [32] Laginha, J. S. 1987. *Arch Dams*. Proceedings of the International Workshop, Coimbra, Portugal.
- [33] Rao, S. S. 1996. *Engennering Optimization: Theory and Practice* (Thrird Ediyion). John Wiley & Sons.
- [34] Regulamento de Segurança de Barragens (RSB). Decreto-lei nº 11/90, 1 Série, nº 5, de 6 de Janeiro de 1990.
- [35] Santos, E.N. 1994. *Determinação Numérica de Formas para Barragens Abóbada pelo Método da Membrana*. Tese de Mestrado da Universidade de Coimbra.
- [36] Salajegheh, J. et al 2008. *Arch dam optimization considering fluid-structure interaction with frequency constraints using artificial intelligence methods*. The 14th World Conference on Earthquake Engeneering, Beijing, China.
- [37] Sarkaria, S. et al 1995. *Special factors in design of high RCC gravity dams – Part I*. International Power & Dam Construction.
- [38] Sarkaria, S. et al 1995. *Special factors in design of high RCC gravity dams – Part II*. International Power & Dam Construction.
- [39] Seyedpoor, S. M. 2009. *Shape optimal design of arch dams including dam-water-foundation roch interaction using a grading strategy and approximation concepts*. Department of Civil Engennering, University of Kerman, Iran.

- [40] Simões, Luís M. C. 2008. *Optimização de Estruturas*. Dept. De Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- [41] Silva, V. 1993. *Arch Dams*. Universidade de Coimbra, Portugal.
- [42] Sywerda, G. 1992. *Uniform crossover in genetic algorithms. Proceedings of the third international conference on Genetic algorithms*. Morgan Kaufmann Publishers, USA.
- [43] Sudakov, B. et al 1996. *Modern design and technological solutions for earthquakeproof gravity dams*. Hyrotechnical Construction, Vol. 30, N.º 2. Plenum Publishing Corporation.
- [44] Tancev, Ljubomir 2005. *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures*. A.A. Balkema Publishers, London.
- [45] Tavares, L. Valadares e Correia, F. Nunes 1999. *Optimização Linear e Não Linear: Conceitos, Métodos e Algoritmos* (2ª edição). Fundação Calouste Gulbenkian de Lisboa.
- [46] Tavares L. Valadares et al. 1996. *Investigação Operacional*. McGraw-HILL de Portugal.
- [47] Taha, A. H. 1997. *Operations Research an Introduction (sixth edition)*. Prentice-Hall International Edition.
- [48] Teixeira Dias, Filipe 2010. *Método dos Elementos Finitos: Técnicas de Simulação Numérica de Engenharia*. ETEP-Edições Técnicas e Profissionais.
- [49] U. S. Army - Estados Unidos da América. 1958. *Gravity Dam Design*. Washington. Department of the Army - Headquarters.
- [50] Uysal, H. 2006. Optimum shape design of shell structures. Ataturk University, Civil Engineering Department, Turkey.
- [51] Van Miegroet, L. 2009. *3D Shape Optimization with X-FEM and a Level Set Constructive Geometry Approach*. 8th World Congress on Structural and Multidisciplinary Optimization, Lisbon, Portugal.
- [52] Veiga Pinto, António 1983. *Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento*. Dissertação de Mestrado, LNEC.
- [53] Zhang Xiao-fei, 2008. *Optimization of geometric shape of Xiamen arch dam*. Xi'an University of Technology, Southern Golden Folwer Road, China.
- [54] Zhu, B. et al 1992. *Shape Optimization of Arch Dams for Static and Dynamic Loads*. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, November 1992.
- [55] Zienkiewicz, O.C et al 1994. *El Método de los Elementos Finitos – Formulacion Basica y Problemas Lineares* Vol. 1 (4º edicion). McGraw-Hill.
- [56] Zienkiewicz, O.C et al. 1991. *The Finite Element Method–Solid and Fluid Mechanics Dynamics and Non-linearity* Vol. 2 (4º edicion). McGraw-Hill.

WEBSITES CONSULTADOS

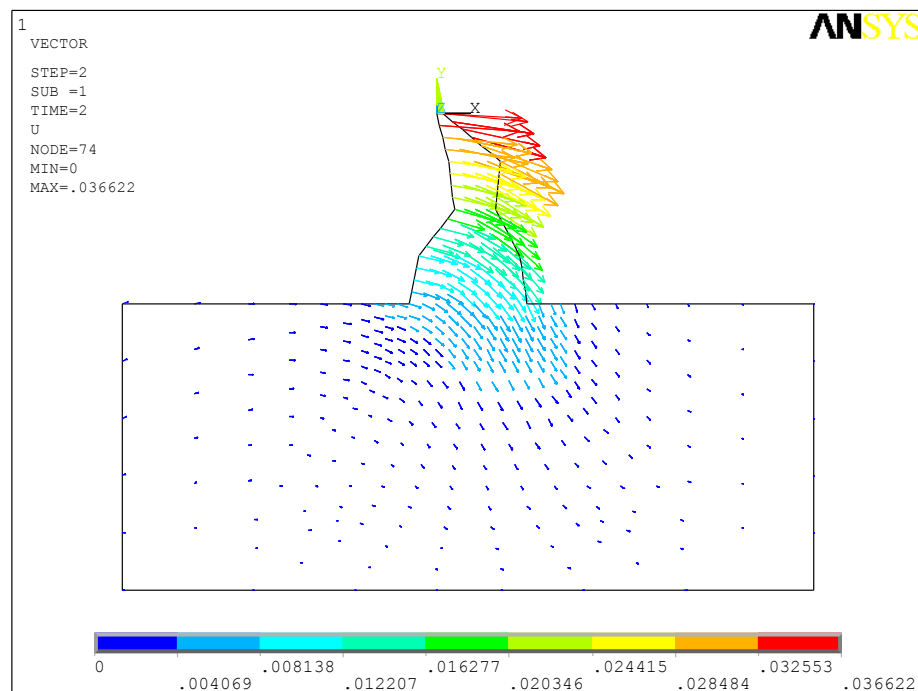
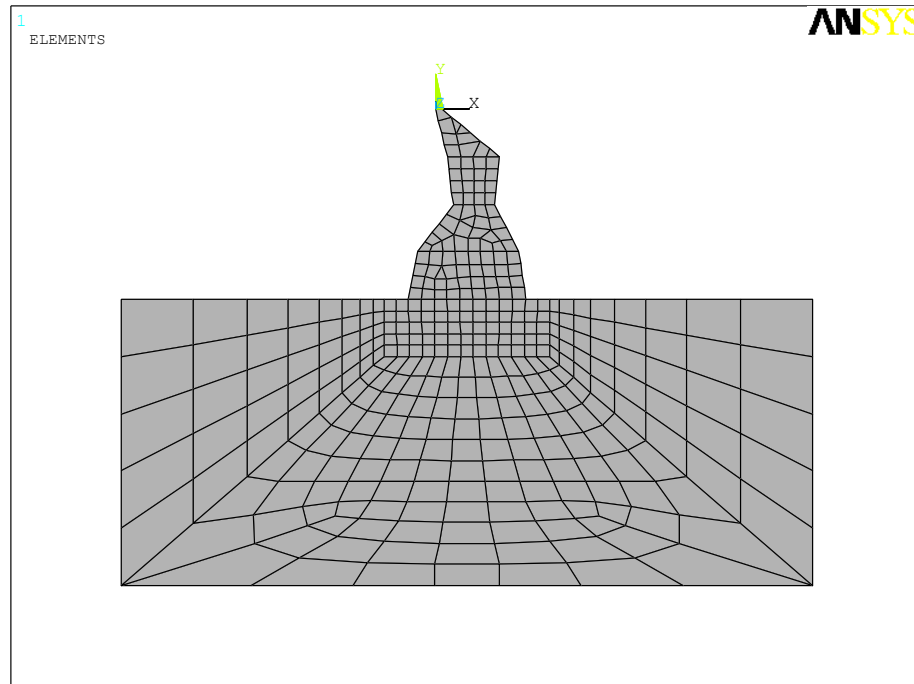
- [57] www.barrages-cfbr.eu, 20 de Março de 2011. http://www.barrages-cfbr.eu/Info/pour_bar/pt_bar4..html
- [58] www.wikipédia.org, 25 de Março de 2011.
http://en.wikipedia.org/wiki/File:Roman_Cornalvo_dam,_Extremadura,_Spain._Pic_01.jpg
- [59] www.britannica.com, 30 de Junho de 2011.
<http://www.britannica.com/EBchecked/media/141615/Proserpina->
- [60] www.barrages-cfbr.eu, 20 de Março de 2011. http://www.barrages-cfbr.eu/Info/pour_bar/pt_bar4.html
- [61] www.simsience.org, 26 de Março de 2011.
http://www.simsience.org/cracks/advanced/arch_hist1.html
- [62] www.flickr.com, 29 de Março de 2011.
<http://www.flickr.com/photos/21071161@N08/4974929492/in/photostream/>
- [63] www.flickr.com, 29 de Março de 2011
<http://www.flickr.com/photos/21071161@N08/4974920240/in/photostream/>
- [64] www.wikipedia.org, 20 de Abril de 2011. http://en.wikipedia.org/wiki/File:Vyrnwy_Dam.JPG
- [65], [10] <http://www.burningmistsoftime.com.au/>, 5 de Abril de 2011.
- [66] www.wikipedia.org, 3 de Abril de 2011.
http://en.wikipedia.org/wiki/File:Close_view_of_Arch_dam.jpg
- [67] www.cardcow.com, 3 de Abril de 2011. <http://www.cardcow.com/16471/coolidge-dam-arizona/>
- [68] www.wikipédia.org, 5 de Julho de 2011.
http://en.wikipedia.org/wiki/File:Grand_Coulee_Dam_Panorama_Smaller.jpg
- [69] www.cardcow.com, 1 de Julho de 2011.
- [70] www.avesdeportugal.info, 7 de Abril de 2011. <http://www.avesdeportugal.info/sitbarrsantaluzia.html>
- [71] www.cnpqb.inag.pt, 7 de Abril de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/SantaLuzia.htm
- [72] www.cnpqb.inag.pt, 7 de Abril de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/AltoRabagao.htm
- [73] www.hydroquebec.com, 9 de Abril de 2011. http://www.hydroquebec.com/visit/cote_nord/manic-5.html
- [74] www.photocold.com, 6 de Abril de 2011. <http://www.photocold.com/2011/02/tallest-dams-in-the-world/>
- [75] <http://engenhariacivil.wordpress.com>, 10 de Abril de 2011
- [76] <http://www.chinaodysseytours.com>, 10 de Abril de 2011
- [77] www.wikipédia.org, 10 de Abril de 2011
http://en.wikipedia.org/wiki/File:Three_gorges_dam_locks_view_from_vantage_point.jpg
- [78] www.cnpqb.inag.pt, 25 de Abril de 2011. http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Alqueva.htm
- [79] <http://knol.google.com/k/steel-dam>, 29 de Abril de 2011.

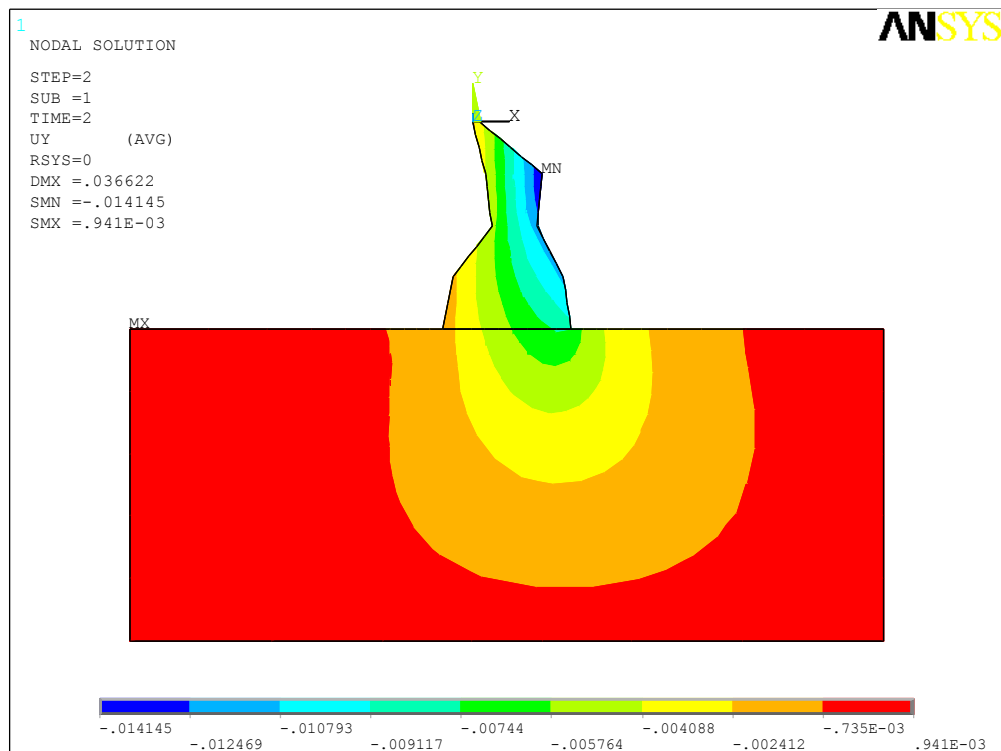
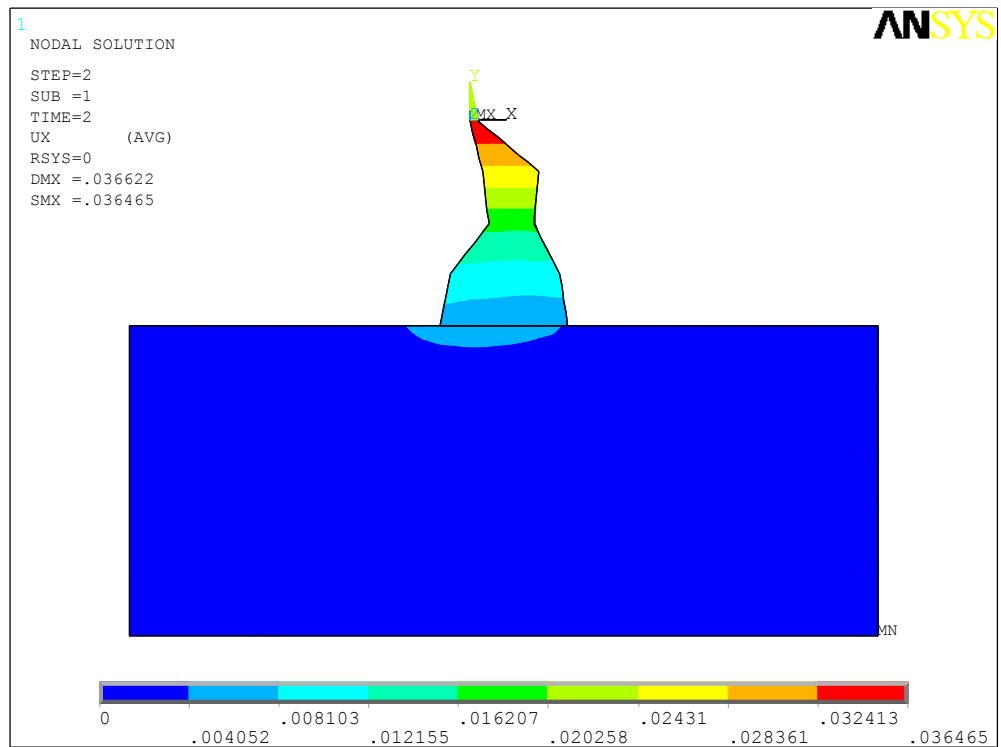
- [80] www.structurae.de, 9 de Maio de 2011.
<http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0001384>
- [81] www.planete-tp.com, 29 de Abril de 2011. <http://www.planete-tp.com/en/concrete-dams-a174.html>]
- [82] cm-idanhanova.pai.pt, 4 de Maio de 2011. http://cm-idanhanova.pai.pt/ms/ms/municipio_de_idanha-a-nova+camaras_municipais+idanha-a-nova+ms-90044216+p-6.html
- [83] www.cnpqb.inag.pt, 4 de Maio de 2011. http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Idanhades.htm
- [84] www.cnpqb.inag.pt, 22 de Julho de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Carrapatelo.htm
- [85] www.cnpqb.inag.pt, 22 de Julho de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Carrapatelodes.htm
- [86] www.paramio.pt, 5 de Abril de 2011. <http://www.panoramio.com/photo/11531353>
- [87] www.simscience.org, 6 de Abril de 2011.
http://www.simscience.org/cracks/intermediate/butt_anat1.html
- [88] www.cnpqb.inag.pt, 10 de Abril de 2011. http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Miranda.htm
- [89] www.avesdeportugal.info, 8 de Abril de 2011. <http://www.avesdeportugal.info/sitbarrcaia.html>
- [90] www.cnpqb.inag.pt, 11 de Abril de 2011. http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Caiades.htm
- [91] www.cnpqb.inag.pt, 18 de Abril de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/CastelodoBode.htm
- [92] www.cnpqb.inag.pt, 18 de Abril de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/CastelodoBodedes.htm
- [93] <http://supercraniosdageologia.blogspot.com/2008/02/barragens.html>
- [94] www.cnpqb.inag.pt, 22 de Abril de 2011. http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Picote.htm
- [95] www.cnpqb.inag.pt, 22 de Abril de 2011.
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Picotedes.htm
- [96] <http://news-viana.blogspot.com/2011/02/edp-vai-pagar-renda-pela-barragem-do.html> [43]
www.wikipédia.org, 30 de Abril de 2011 http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:Barragem_da_Aguieira.jpg
- [97] www.cnpqb.inag.pt, 30 de Abril de 2011
http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieirades.htm
- [98] www.algarvedoctorpool.com, 26 de Julho de 2011.
- [99] <http://www.itaipu.gov.br/energia/barragem>
- [100] www.inag.pt

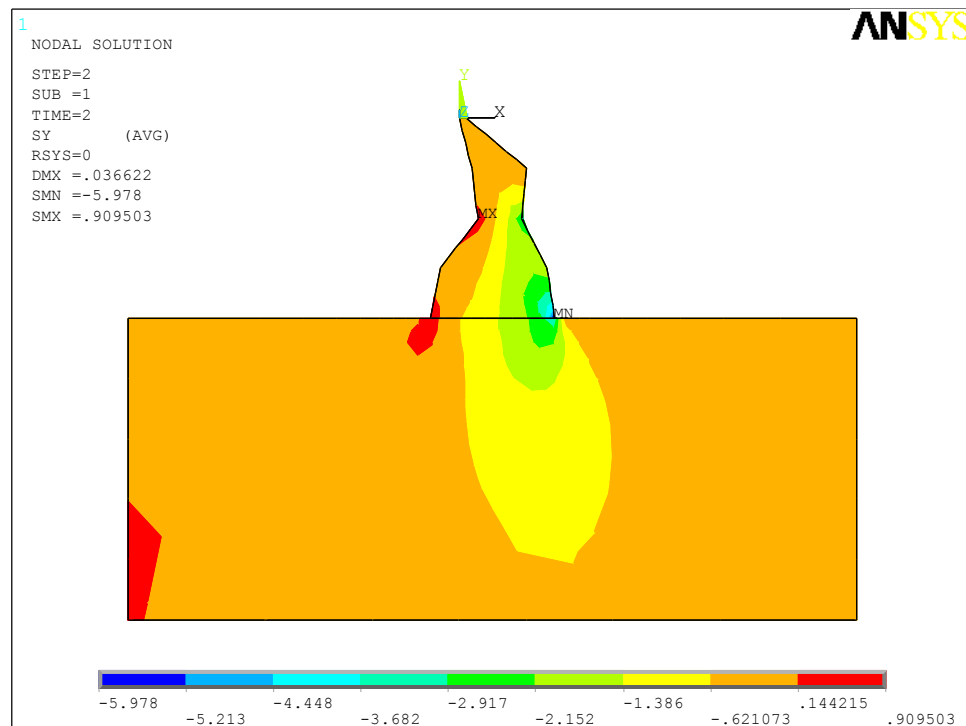
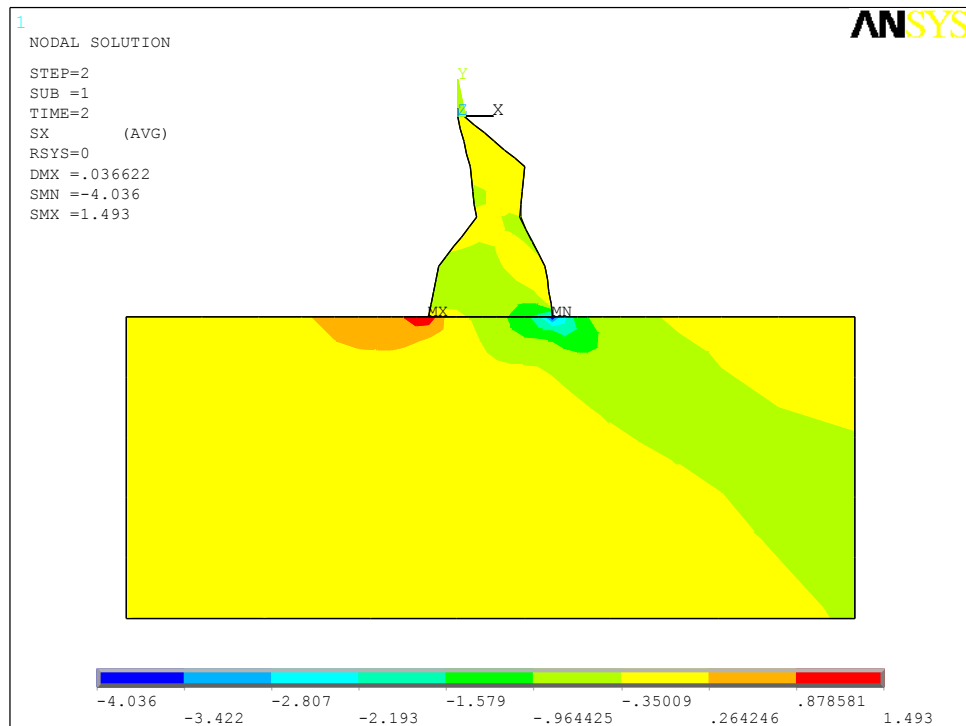
ANEXOS

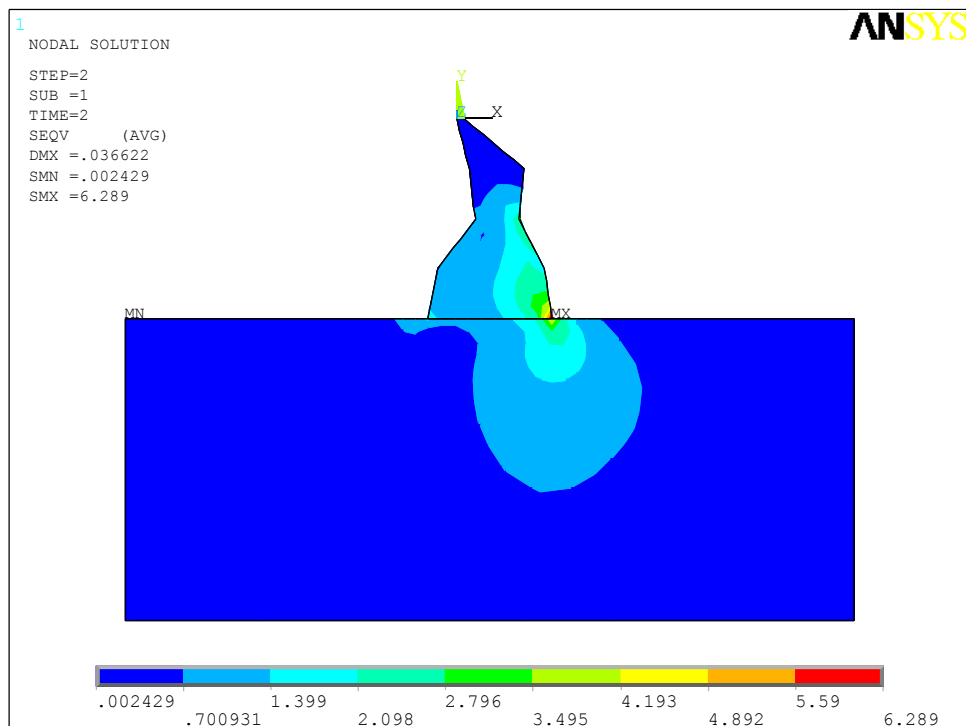
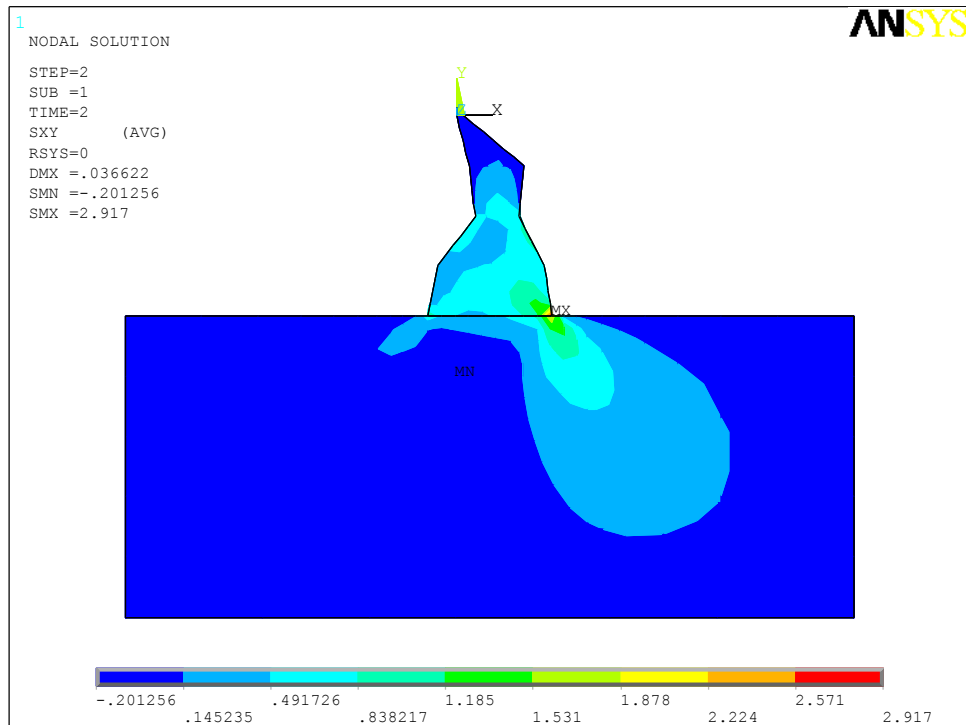
ANEXO A

No presente anexo encontram-se os dados da análise da estrutura 17 obtida em 5.2.3, estrutura essa que poderia ser a estrutura ótima, mas assim não foi considerada por não cumprir de forma rigorosa as restrições. Realça-se que na prática, neste caso em concreto, as consequências seriam diminutas.









ANEXO B

Este anexo refere-se á estrutura óptima que resulta da diminuição do quociente de tensões já referido pelo método *Pattern Search*.

